



# (社)日本地すべり学会 関西支部

## 平成20年度(社)日本地すべり学会関西支部シンポジウム 地震時の盛土地盤の地すべり

日時: 平成20年**6月6日**(金) 10:00-17:00

場所: 大阪建設交流会館8階グリーンホール(大阪市西区立売堀)  
06-6543-2551

**テキストカラー原稿**(パスワードは会場でお知らせします)

### プログラム

|             |                                                                                       |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| 10:00-11:00 | 特別講演<br>「宅地防災の新たな展開～減災対策とリスクコミュニケーション～」<br>国土交通省九州地方整備局総務部長 渋谷 和久<br>(元国土交通省開発企画調査室長) |
| 11:00-11:40 | 話題提供(質疑応答含む)<br>(1)地震時谷埋め盛土の地すべり災害の事例解析<br>京都大学防災研究所 釜井 俊孝                            |
| 11:40-12:10 | 関西支部総会                                                                                |
| 13:30-15:30 | 話題提供(質疑応答含む)<br>(2)高精度な人工改変データの作成と精度評価手法<br>国土地理院地理地殻活動研究センター 長谷川 裕之                  |
|             | (3)盛土のスクリーニング手法と現地調査<br>日本工営株式会社国土保全事業部防災部 上野 雄一                                      |
|             | (4)宅地谷埋め盛土の地震時安定性評価<br>国土防災技術株式会社技術本部技術部 榎田 充哉                                        |
| 15:45-17:00 | パネルディスカッション<br>司 会 守随治雄(日本工営株式会社)<br>パネラー 特別講演と話題提供者                                  |
| 17:30-19:00 | 意見交換会                                                                                 |

主催 (社)日本地すべり学会関西支部

後援 (社)砂防学会、(社)地盤工学会関西支部、(社)日本建築学会

参加費: 一般5,000円、学生2,000円(論文集合む)、意見交換会6,000円

参加申込: 氏名・連絡先・電話番号を通信欄に明記の上、参加費(意見交換会費)を郵便振替にて5月26日までに(社)日本地すべり学会関西支部事務局の下記口座へ送金してください。

郵便振替口座: 01080-7-20302 地すべり学会関西支部

申込・連絡先: (社)日本地すべり学会関西支部事務局

〒611-0011 宇治市五ヶ庄 京都大学防災研究所 斜面災害研究センター内

Email: kansai-sibu@landslide.dpri.kyoto-u.ac.jp

tel.0774-38-4113 fax 0774-38-4300

## 《特別講演》

### 宅地防災の新たな展開～減災対策とリスクコミュニケーション～

国土交通省九州地方整備局総務部長 渋谷 和久

(元国土交通省開発企画調査室長)

[shibuya-k2ke@qsr.mlit.go.jp](mailto:shibuya-k2ke@qsr.mlit.go.jp)

#### 1 はじめに

2004 年 10 月に発生した新潟県中越地震及びその後の余震により、新潟県を中心として甚大な被害が発生した。この災害は、「地盤災害」と呼称されているとおり、多くの宅地に被害が見られたことが特徴的である。発災直後に緊急に実施された被災宅地危険度判定で「危険」、「要注意」と判定された宅地、またその後の調査で同様に危険と判断された宅地は 1,000 箇所を超えた。

実は、地震に起因する「地盤災害」とは、決して新しい現象ではない。19 世紀に発生した善光寺地震、飛越地震、濃尾地震等で、大規模な地盤災害が発生しており、大地震ではほとんどの場合、地盤災害が発生していると言っても過言ではない。しかし、近年では、人工地盤、すなわち宅地に係る災害、とくに宅地造成地での盛土の崩壊が目立っている。それが注目されるようになったのは、1978 年に発生した宮城県沖地震である。宮城県沖地震では、仙台市緑ヶ丘などで谷埋め盛土が大規模に地すべり的な変動を起こしたほか、多くの盛土災害が発生した。1995 年の阪神・淡路大震災でも、多くの人的被害の主原因が住宅・建築物の倒壊であったことから、必ずしも大きな注目を集めなかったが、阪神間の谷埋め盛土が数多く被災し、これを契機として谷埋め盛土の地震時変動の研究が本格的に始まった。その結果、阪神間の丘陵斜面上に発生した斜面変動のうち、人工谷埋め盛土の地すべり的な変状がその多くを占めていることが明らかになった。新潟県中越地震による宅地災害も、そのことを裏付ける結果となった。

日本の戦後期は、地震活動が比較的少ない、いわば地震の「静穏期」であり、その間に高度経済成長を遂げ、人口の増加と都市化の急進のため全国各地で多くの宅地造成がなされた。とくに大都市の近郊では、宅地造成が相次いだ。そのような宅地が、近年の大地震で被災している。上述の新潟県中越地震後に発生した福岡県西方沖地震、新潟県中越沖地震でも、甚大な宅地被害が発生している。

今後、首都直下地震、東海地震、東南海・南海地震、宮城県沖地震等の大地震発生の切迫性が懸念されており、大都市圏をはじめとする宅地災害に対する対策、とくに事前の宅地対策が急務である。

住宅・建築物の耐震化の必要性については、阪神・淡路大震災以降ようやくその認識が高まり、耐震改修促進法(1995)をはじめ耐震補強を推進する制度・施策も次々と打ち出されて

いる。しかし、いくら住宅等を耐震化しても、宅地、しかもそれが造成地ごと崩落するような事態になれば、結局大災害をもたらすことになる。しかも、ライフラインなど地下埋設物にも大きな被害を及ぼし、そうした大規模な宅地被害は広域に影響を及ぼし、震災復興を著しく困難にさせる。

そこで、国土交通省開発企画調査室（筆者の前職）は、この問題に対処するため、2005年5月に「総合的な宅地防災対策に関する検討会」（太田秀樹座長）を設置、その報告（注1）を受けて、宅地造成等規制法の一部を改正する法律案を前国会に提出、可決成立の上、2006年4月1日に公布された（注2）。

## 2 大規模盛土造成地における滑動崩落

「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律」等、土砂災害防止の法制度は集中豪雨等に起因する土砂流出を主として念頭においているが、大地震時に発生する宅地被害の中には、こうした従来の法制度が必ずしも念頭においてこなかった態様のものがあることが近年明らかになっている。

それは、「がけ崩れ」のような宅地表層面の土砂流出ではなく、盛土全体が、より深層の切盛境界や地山との境界面で地すべりの崩壊（側方流動、変動現象）を起こす現象である。こうした災害事象を、「滑動崩落」と呼ぶ。「滑動崩落」とは、盛土造成地において、盛土全体又は大部分が、主として盛土底面部を滑り面にして、旧地形に沿って流動、変動又は崩落する現象をいう。

こうした現象は阪神・淡路大震災でも数多く発生しており、それらは谷や沢を埋めた大規模造成地（谷埋め盛土）に集中していた。新潟県中越地震でも、造成された大規模団地の谷埋め盛土部分が選択的に被災している。平坦な土地が少ないわが国において、宅地を造成する場合に、土砂の域外搬出を伴わない切土と盛土を組み合わせる手法が一般的であり、尾根部を削り取って、谷や沢といった低地を埋める盛土または傾斜地盤上に腹付け型盛土をする形で平坦な宅地を創出する造成は、全国各地で見られるものである。

潜在的に危険な谷埋め盛土が、なぜ各地に多く存在するかと言えば、従来、宅地造成の際に求められている基準では、地震災害時を想定した、こうした盛土の滑動崩落を防止する措置が十分でなかったからではないかと考えられる。

新規の宅地造成工事を規制する制度として、「宅地造成等規制法(1961)」による許可制度（及び「都市計画法(1968)」の開発許可）がある。しかし、2005年の改正前の制度では、造成により生じた個々の「がけ」である法面（のり面）に、崩壊防止のために擁壁を設置する等の基準が定められているだけで、造成地全体に係わる滑動崩落を防止する上では不十分であった。

## 3 「減災対策」の重要性

災害の原因たる外力（ハザード）としての地震現象を回避することは不可能であるが、

外力に起因して発生する被害を軽減することは可能である。災害発生前にそうした被害軽減に向けて実施する防災対策は、これまで「災害予防」として総称されてきたが、近年では、災害発生時にとりうる被害軽減対策（避難、救助、消火等）が円滑に実施されるよう、事前の準備を徹底する「災害への備え(preparedness)」と、事前に対策を講じることで、被害発生自体を抑止しようとする「減災対策(mitigation)」と概念を整理した上で、その双方を推進することが重要であると認識されている。東海地震、東南海・南海地震へ向けた主要な対策として位置づけられている住宅・建築物の耐震化は「減災対策」の、津波への警戒避難体制の整備は「災害への備え」の典型的方策である。

谷埋め盛土による大規模な宅地造成地は全国に無数存在すると考えられる。このうち、大地震時に相当数の人家及び公共施設等に甚大な影響を及ぼすおそれのある危険な大規模谷埋め盛土は、全国に約 1,000 箇所存在しているものと推定される。その中には、大都市近郊の大規模住宅開発地等、多くの居住者が生活しているところもあると考えられる。

中央防災会議の「首都直下地震対策専門調査会」は、その報告（平成 17 年 7 月）において、次のように記述している。

「発災後、都市近郊に存在する谷埋め型の大規模盛土造成地が変動し、地すべり的な破壊を生じ、建物はおろか電気、ガス、水道等の各種ライフラインや道路等に回復しがたい甚大な被害を生じ、また宅地に関しては回復困難なほどの被害を生じさせ集団移転を余儀なくされたり、人命を損失するなどの被害が発生する。」

首都直下地震をはじめ、東海地震、東南海・南海地震、宮城県沖地震等の大地震発生の切迫性が懸念されている中、早急な対策が必要であることは論をまたない。

谷埋め盛土の滑動崩落現象は、その特徴として、盛土上の住宅、施設等に加え、広範囲に土砂が流動することから、多くの住宅、施設等に甚大な影響を及ぼすことになる。ひとたび被害が発生すれば、公共施設を含めた地域の復旧・復興に莫大な費用を要することとなるほか、個々の宅地単位での復旧は困難であり、被災者の生活再建に重大な支障を来すこととなる。

一方で、谷埋め盛土の滑動崩落現象は、旧地形に沿って分布する地下水の影響が大きいと考えられることから、事前に、地下水位低下、間隙水圧消散等の工法を導入することで、崩落防止に大きな効果があるものと考えられる。

このように、災害発生後の被害の甚大さを考慮すると、大きな被害をもたらす危険性の高い盛土については、事前の「減災対策」を実施する必要性が特に大きく、しかも早急に対応する必要があると考えられたことから、制度改正に踏み切ったものである。

#### 4 宅地造成等規制法の改正

谷埋め盛土造成地については、危険であることが外見上明白な急傾斜地とは異なり、平

坦又は緩傾斜な土地であることが多く、外見上は危険な宅地であると認識することは、居住者にとって困難であるのみならず、行政関係者ですら認識をしていない場合も多いと考えられる。しかし、宅地は個々の所有者の個別不動産であり、まずは「自助」による適切な防災対策、特に「災害への備え」を推進していくことが急務である。

そのためには、危険な谷埋め盛土に関する調査（リスクアセスメント）を実施し、その情報を適切な形で開示して住民と対話する（リスクコミュニケーション）ことが重要となる。その上で、災害発生後の被害の甚大さを考慮すると、大きな被害をもたらす危険性の高い盛土については、前述の通り事前の「減災対策」を実施する必要性がとくに大きいのである。

そこで、2006年に宅地造成等規制法等を改正し、第一には新規の造成工事について、盛土造成地の滑動崩落発生を抑制するための基準（締め固め、段切り等を確実に施工すること等）を明確にした（注3）。

第二に、そうした基準を満たしていない既存の造成宅地については、大規模な谷埋め盛土造成地を中心に、変動予測調査を行い「宅地ハザードマップ」を作成すること（これは法制度に基づかない措置であるが）とし、とくに甚大な被害発生の危険性が高い区域、具体的には、大規模盛土造成地等が大地震時等に変動・崩壊等を起こすおそれが高く、その結果相当数の居住者等に被害を及ぼすおそれがあると認められる区域を、法に基づき都道府県知事等が「造成宅地防災区域」として指定をすることとした（注4）。

その場合、当該区域内の宅地所有者等は、地下水を排除するための排水施設、アンカー工設置等の必要な防災工事を行う「努力義務」を負うことになる。大規模な盛土なので、その工事は複数の所有者等が共同して行う必要がある。これについては、2006（平成18）年度予算（宅地耐震化推進事業）の中で、こうした工事の費用に対し1／2を助成する（国と地方公共団体が1／4ずつ）制度を創設した。残りの個人負担分については、住宅金融公庫の融資制度を設けている。

## 5 現状と課題、リスクコミュニケーションの重要性

国土交通省では、大地震時に相当数の人家及び公共施設等に甚大な影響を及ぼす恐れのある、とくに危険な大規模谷埋め盛土造成地（全国に約1,000箇所存在と推定）について、今後10年間で半減させることを目標に、必要な減災対策を早急を実施することとしている。改正宅地造成規制法も施行され、今後は、都道府県等による「宅地ハザードマップ」の作成と、その結果明らかになった、とくに危険な大規模谷埋め盛土について、区域指定を行い、予算措置も活用しながら、宅地耐震化工事を推進していくこととなる。

制度改正後の2007年6月、川崎市が「大規模盛土造成地マップ」を公表した（注5）。また、他の地方公共団体においても、「変動予測調査」が実施されている。また、改正後の宅地造成等規制法に基づく「造成宅地防災区域」の指定についても、新潟県中越沖地震により被害を受けた柏崎市山本団地地区を対象に、新潟県が全国第一号の区域指定を行い（平

成19年12月21日告示)、同地区において宅地耐震化推進事業(大規模盛土滑動崩落防止事業)を全国で初適用、地下水排除工等の対策工事が開始されている。

しかし、まだまだ制度の適用はこれからというところで、関係者への制度周知と必要性の理解を求めることが重要であると痛感している。

特に重要なのは、危険度を判定(リスクアセスメント)した後、その情報を居住者等に適切に伝え、問題意識を共有すること(リスクコミュニケーション)である。危険な盛土といっても、急傾斜地と異なり、一見平坦な住宅地であることが多く、安全に見えることから、住民に対し、「お宅の宅地は実は危険ですよ」ということを伝えるということに、やや躊躇すると認める自治体担当者も多い。改正法を審議した衆議院国土交通委員会(平成18年3月17日)で、次のような質疑応答がなされている。

(質問者)「ある日突然、おたくの宅地は危険ですよ、こんなことを言われたら住民の方々は驚いてしまうわけです。ましてや、このハザードマップ(中略)、突然公開されて、えっ、うちが載っているなんということになってはいけない、そういう意味では、住民への周知また説明というもののあり方をどのようにお考えか、お伺いしたいと思います。」

(国土交通省答弁)「宅地の危険性に関する正確な情報を幅広く住民と共有し、その内容を各地域ごとに地方公共団体、専門家等から丁寧に、丁寧に説明し、住民と対話をまず重ねていく必要があるのではないかと、リスクコミュニケーションと言われてございますが、こういうものを進めていくことによりまして、具体的に危険性を指摘された場合でも、住民がただいたずらに、大変だ、大変だ、不安だ、不安だということがないようにしたいと考えてございます。これによりまして、必要な対策の実施に向けた取り組みが進められますよう環境整備を図っていくことが重要であると考えてございます。

実際、新潟県中越地震の発生後、被災宅地の危険度判定の結果、危険、赤と判定された宅地の所有者から、うちは、外見上何の問題もないのに、異常もないのになぜ赤なのかというようなことで問い合わせが多く寄せられたことがございましたが、危険度判定の趣旨、判定の根拠について御説明いたしますと、公共団体の方から十分な説明を行いますと理解が得られたというようなことも聞いております。」

上記答弁にあるとおり、「リスクコミュニケーション」とは、専門家による専門的知見の一方的伝達ではない。住民が何に不安を感じており、何を求めているか、「対話」を通じて一緒に考えていくという姿勢が重要で、問題意識を共有し、防災対策だけではなく、まちづくりの観点なども含め、どうすることが一番良いのか、対話をするというプロセスに意味があるのである。このことは、宅地防災に限らず、リスクマネジメント全般について言えることであろう。

また、地震時の土砂、地盤の挙動については未解明のこともまだ多いので、宅地の危険性判断について、行政の現場は逡巡するのではないかと危惧する声もある。しかし、防災行政としては常に、その時点での最新の技術的知見をもとに、その効果を踏まえながら、とりうる対策を講じることが必要である。とくに、大規模な地震の活動期に入ったとも言われているわが国において、被害を軽減する減災効果が発揮できる「事前の減災対策」を推進していくことは急務である。そのような観点から、宅地の地震防災対策について、貴重な一歩を踏み出したものであり、新制度に基づく対策が、今後一層、各地で進められることを期待したい。

なお、国土交通省のホームページに「宅地耐震化」のサイト（注６）があり、各種ガイドライン等が掲載されているので、参照されたい。

【注】

（注１）[http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040125\\_2.html](http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040125_2.html)

（注２）[http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040130\\_2.html](http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040130_2.html)

（注３）宅地造成等規制法施行令参照

<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/041122.html>

（注４）宅地造成等規制法施行令は、造成宅地防災区域の指定の基準を以下の通りとしている。イ）安定計算によって、地震力及び盛土の自重による盛土の滑り出す力がその滑り面に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力を上回ることが確かめられたもの ロ）切土又は盛土をした後の地盤の滑動、擁壁の沈下、崖の崩落等の事象が生じているもの

<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/04/040915.html>

（注５）[http://www.city.kawasaki.jp/press/info20070625\\_2/index.html](http://www.city.kawasaki.jp/press/info20070625_2/index.html)

（注６）<http://www.mlit.go.jp/crd/web/index.htm>

## 地震時における谷埋め盛土の地すべり

京都大学防災研究所 釜井俊孝

## 1. はじめに

高度成長期以降、大都市域には多くの谷埋め盛土が造成され、主に宅地として利用されている。兵庫県南部地震等、都市域で発生した地震の際には、大規模な宅谷埋め盛土が数多く変動し、住宅に被害を及ぼしてきた。これらの現象は、土塊の流動性が高い場合は「土砂流動」や「側方流動」と呼ばれている。しかし、変動した事例の多くは、顕著な水平変位を伴う流動性の低い移動体の変動であり、運動の形態としてはむしろ地すべりに類似していた。したがって、こうした盛土の変動を、ここでは「谷埋め盛土の地すべり」と呼ぶことにする。ここでは、こうした谷埋め盛土の地すべりの実態を報告すると共に、変動の原因と現象のモデル化について議論する。

## 2. 既往の災害事例

表1は、住宅地の盛土地盤を地すべり的に変形・変動させた災害に関する最近のリストである。谷埋め盛土の地すべり的な変動に限定した公式の統計は存在しないため、実際にはここに挙げた以上の地点で災害が発生していると考えられる。しかし、これによると地震による谷埋め盛土の地すべりは、都市における地震被害の一部として、ほぼ毎回のよう発生していることがわかる(井口, 1995)。このうち、1978年の宮城県沖地震、1993年の釧路沖地震、1995年の兵庫県南部地震においては、比較的多数の変動事例が得られている(浅田, 1982, 千葉, 1996, 柳澤ほか, 1993, Kamai et. al., 2000, 釜井ほか, 2002)。その多くはクラックや沈下等の地表変状の性質から、移動体(変動ユニット)中に頭部、側部、末端部を識別することが可能であり、全体が地すべりとして変動したと考えられる事例である。実際にその一部は、宮城県沖地震の際の寿山団地や兵庫県南部地震による仁川の崩壊の様に土塊の内部が液状化し、崩壊土砂が長距離を流動した。その他の大部分の事例では拘束条件や人工構造物、地下水位等の制約により、全般的な流動には発展しなかった。しかし、こうした非流動的な変動においても多くの住宅が損傷しており、このタイプの災害が地域社会に与えた影響は大きく、谷埋め盛土の地すべりは防災上重要な斜面災害のタイプであると考えられる。また、最近では豪雨災害においても、谷埋め盛土の変動が発生し、場合によっては死者が出る状況が続いている。これらの事例の多くは、盛土の排水不良が原因であると考えられ、災害の背景として谷埋め盛土における排水施設の設計、施工上の問題点が存在すると考えられる。

表1 谷埋め盛土の地すべりが発生した災害

| 発生年              | 月日    | 災害の名称    | 場所                | 発生箇所数     | 備考              |
|------------------|-------|----------|-------------------|-----------|-----------------|
| <b>「地震による災害」</b> |       |          |                   |           |                 |
| 1968             | 5.16  | 十勝沖地震    | 青森県名川町剣吉(中学校)     | 1         | 崩壊(死者4)         |
| 1978             | 6.12  | 宮城県沖地震   | 仙台市、白石市(現、仙台市白石区) | 10        | 沈下のみによる被害は除外    |
| 1987             | 12.17 | 千葉県東方沖地震 | 長南町長南(中学校)        | 1         | 噴砂              |
| 1993             | 1.15  | 釧路沖地震    | 釧路市               | 7         |                 |
| 1994             | 10.4  | 北海道東方沖地震 | 中標津町              | 2         |                 |
| 1995             | 1.17  | 兵庫県南部地震  | 神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市   | 139       | 死者34            |
| 2003             | 5.26  | 三陸南地震    | 築館町館下             | 1         |                 |
| 2003             | 7.26  | 宮城県北部地震  | 矢本町、鳴瀬町           | 4         | 農地を含む           |
| 2003             | 9.26  | 十勝沖地震    | 釧路市               | 2         |                 |
| 2004             | 10.23 | 新潟県中越地震  | 長岡市郊外             | 10(長岡市のみ) | 高岡団地を含む         |
| 2007             | 3.25  | 能登半島沖地震  | 能登有料道路            | 11        | 崩壊箇所のみ          |
| 2007             | 7.16  | 新潟県中越沖地震 | 柏崎市、刈羽村           | 10        | 内、腹付け盛土5箇所      |
| <b>「降雨による災害」</b> |       |          |                   |           |                 |
| 2003             | 7.1   | 長期間の降雨   | 大分県日田市三和          | 1         | 緩斜面の農地が流動化(死者1) |
| 2005             | 9.7   | 台風14号    | 山陽自動車道(岩国市)       | 1         | 崩壊(死者3)         |
| 2006             | 6.12  | 長期間の降雨   | 那覇市首里鳥堀町          | 1         | 腹付け盛土の地すべり      |
| 2006             | 7.19  | 集中豪雨     | 福井市中野             | 1         | 崩壊(死者2)         |
| 2006             | 7.24  | 集中豪雨     | 山陰自動車道(松江市玉湯)     | 1         | 一部崩壊、避難         |



### 3. 被害の発生率と誘因の大きさ

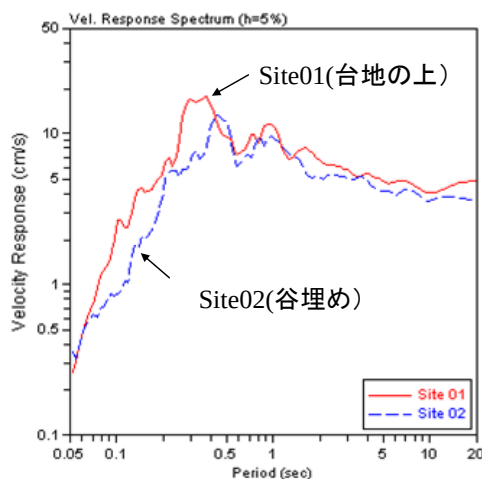
谷埋め盛土の地すべりに関しては頻繁に発生している割に具体的なデータは少ない。今後は組織的にデータの収集を行う必要がある。ただし、これまでの調査で以下の諸点が判明している。

#### 『被害の発生率』

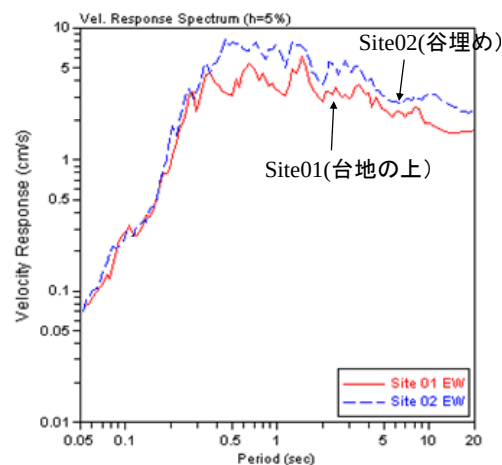
阪神間及び神戸地域では面積比で全造成地内の10.3%が、盛土であると推定される。さらに、盛土全体の83%が谷埋め盛土であるので、全造成地、すなわち台地丘陵地に展開している市街地のほぼ8.5%が谷埋め盛土であり、谷埋め盛土が占める面積の大きいことがわかる。さらに、兵庫県南部地震では谷埋め盛土の被災地面積は、造成地全体の3.2%、全盛土の中の31%（ため池の跡地を加えると49%）、谷埋め盛土の中の38%であった。こうした分析が可能なのは兵庫県南部地震だけなのでどれだけ一般性があるかはわからないが、経験的に全造成地面積（低地を除く市街地）の数%で被害が発生する可能性があると言える。

#### 『震動との関係』

兵庫県南部地震以降、強震観測網が整備されたが、谷埋め盛土の上で地震動が観測された例は多くない（ほとんど無い）。そこで、周囲の地山の地震動から震度と発生率の関係を推定した。兵庫県南部地震では、丘陵地を造成した場所の最大震度は震度6強であった。この地域での谷埋め盛土の被災率を見ると、箇所数では震度5強で全谷埋め盛土の4%、震度6弱では40%、震度6強では62%が被災した。また面積比では、震度5強で1%、震度6弱では39%、震度6強では68%が被災し、ため池を埋め立てた盛土は全箇所被災したことがわかっている。したがって、谷埋め盛土の地すべりは震度6付近、最大速度では40cm/s付近から顕著になってくる災害であると言える。



2005 年千葉県北西部地震



2005 年宮城県沖の地震

図 1 顕著な地震動に対する速度応答スペクトル

しかし、細かく見ると、谷埋め盛土上と周辺の地山とでは、震動の状況が異なると考えられる。そこで、東京都南西部において、地表地震動と谷埋め盛土中の間隙水圧の観測を実施した。図 1 は、2005 年千葉県北西部地震 (M6.0) と 2005 年宮城県沖の地震 (M7.2) において観測された速度応答スペクトルである。震源に近い千葉県北西部地震では、谷埋め盛土上の震動は減衰し、ローム台地上の応答よりも小さくなっている。一方、震源の遠い宮城県沖の地震では、それとは逆に、谷埋め盛土上の応答は、台地上の応答よりも大きい。一般に、比較的柔らかい谷埋め盛土は、周囲の地山に比べて、長い固有周期を持っていると考えられる。一方、地震動の短周期成分が減衰する遠い地震では、相対的に長周期成分が多く含まれる様になるので、固有周期の長い谷埋め盛土は良く揺れる事になる。上記の観測結果は、こうした推定を裏付ける結果である。

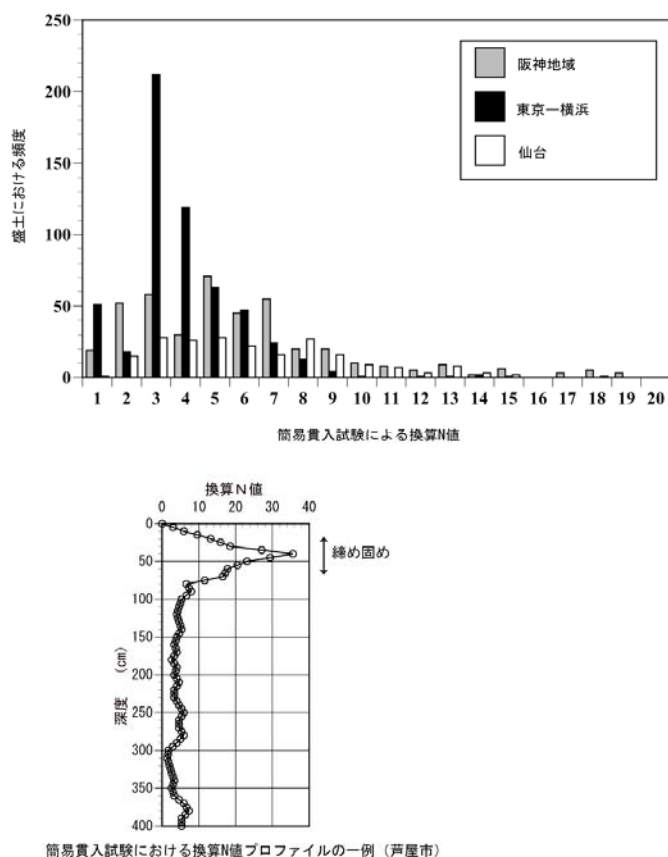


図 2 盛土の強度分布

に、変動、非変動の二分割とした。踏査に熟練すれば、地域内に分布する多数の谷埋め盛土の中から、上記の“変動事例”を抜き出すことは難しくない。したがって、それらを除外した“非変動事例”も現実的には比較的容易に発見することができる。

### 『強度(堅さ)』

兵庫県南部地震後、阪神、仙台及び東京西南部・横浜の約 60 地点で主として簡易貫入試験(土研式貫入試験)による地盤強度を測定した(図 2)。比較対照のため、阪神と仙台では変動しなかった盛土でも調査を行った。標準貫入試験と簡易貫入試験による手法の影響を見るため、宮城県沖地震後に調査された盛土と同じ地点を調べたところ、換算 N 値の最頻値は 3~5 であった。つまり簡易貫入試験の結果は、標準貫入試験とほぼ同様かやや低い値を与えていることがわかる。結局、阪神、仙台、東京西南部・横浜の谷埋め盛土の N 値分布の特徴は、以下の様であった。

- (1) 盛土の換算 N 値は阪神間地域で 2~7、東京西南部・横浜地域で 3~4。仙台地域では上記の様に 3~5 と軟弱である。盛土の材料は、阪神間地域(マサ主体)、東京西南部・横浜地域(ローム主体)、仙台地域(泥岩)では大きく異なっているに関わらず、盛土としての強度にはあまり差が無いと言える。
- (2) 盛土の上部は転圧によって比較的高い換算 N 値(強度)となるが、中~底部にかけての換算 N 値は低下する傾向が見られた。つまり、表面は固く見えても内部は柔らかい場合が一般的である。特に、盛土の底面付近で錘が自沈する等、軟弱な例が多く認められた。盛土以前の谷底に堆積していた堆積物が十分に除去されていないか、地下水による細粒分の溶脱を疑わせる結果であると考えられる。
- (3) 地震時に変動しなかった盛土の N 値は、変動した盛土の値に比べてやや分散が大きいが、明確な相違は認められない。
- (4) しばしば、谷埋め盛土の底面に高含水比で強度の低い層が確認された。この部分は恐らく盛土以前の旧地表部か、地下水の流動によって細粒分が洗い流された盛土の底部であると考えられる。

図 3 は、底面の傾斜がほぼ同様(5 度以内)で、盛土の厚さが 10m 以内の条件で集めた谷埋め盛土の S 波速度 ( $V_s$ )

## 4. 被災した谷埋め盛土の特徴

### 『変動ユニットの認定』

谷埋め盛土の地すべり変動の有無は、原則として現地踏査による判定に従っている。すなわち、踏査の段階で視認される程度の地表変状の組み合わせを基に、変形が比較的顕著であり、同時に地すべり移動体(変動ユニット)が認定される場合を変動事例(地すべり)、それ以外を非変動事例と判定した。一部の事例の様に過去の文献をもとに検討を行う場合は、踏査結果のわかる図面や写真をもとに判断した。したがって、切り盛り境界等の地表部にクラックが形成された場合でも、斜面方向に地すべり移動体(変動ユニット)が認定できず単なる盛土の沈下と判断される場合は、変動事例(地すべり)から除外した。

今回の地表踏査では、地域全体が網羅的に調査されている。したがって、地表踏査結果は、広域に分布する谷埋め盛土地すべりの現時点における最も信頼しうる情報源であると考えられる。しかし、地表踏査によって変動の有無を判定する場合、基準を数値等で明確にすることは困難である。そのため、広域に多数分布する盛土を同じ精度で分類するためには、変動のランク区分はできるだけ単純なことが望ましい。そこで今回は、最も単純

と横断面形状比との関係である。すなわち、阪神地区の谷埋め盛土 22 例、築館町地域（三陸南地震の被災地）の 3 例、矢本町地域（宮城県北部地震の被災地）4 例、札幌釧路地域（十勝沖地震の被災地）5 例、合計 34 例について高精度表面波探査を行い、S 波速度断面構造を描いて盛土部分を特定した。それぞれの谷埋め盛土の S 波速度と S 波速度は盛土の場所によって異なっているため、盛土部分を 2m 間隔のグリッドに区分し、各グリッド毎の S 波速度を求め、その最頻値、すなわち、最大の面積を占める S 波速度の階級（10m/s ごとに区分）を、その盛土における S 波速度の代表値とした。これより、1 例を除いて被害事例の  $V_s$  は 100～200m/s の範囲に集中していることが読み取れる。これに対し、無被害事例では分散がやや大きく、100～300m/s とより広い範囲に分布している。ただし、 $V_s$  が 250m/s 以上の盛土は 3 例のみなので、これらを例外とすれば、被害、無被害事例間に  $V_s$  の違いは見られない。この傾向は、簡易貫入試験の結果（N 値分布）と同様である。

以上の諸点は、宅地造成地の谷埋め盛土では、高品質の盛土が例外的であり、むしろ一般的には劣悪であることを示唆する結果でもある。すなわち、盛土の強度（堅さ）は、全体に様に低いので、谷埋め盛土の地すべりの発生を左右するほどの本質的要因になりえなかった可能性が高い。

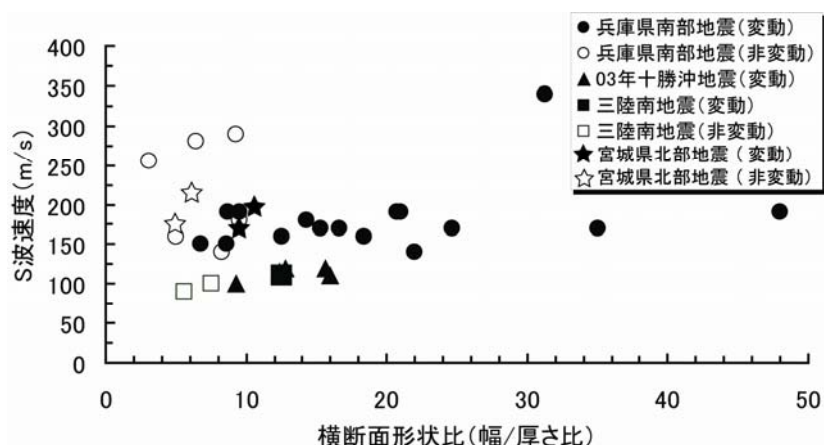


図3 谷埋め盛土の S 波速度・横断面形状比関係

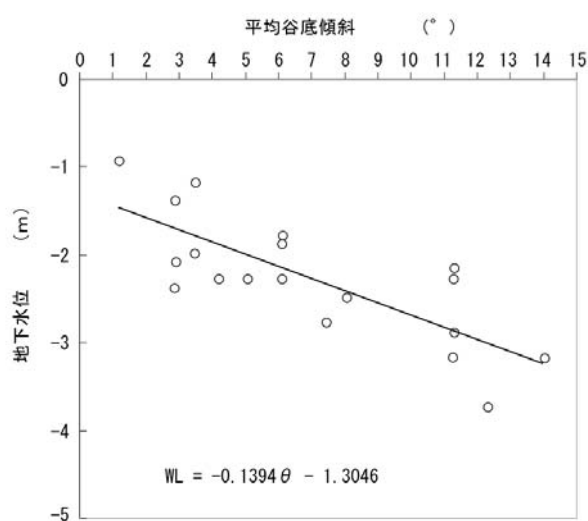


図4 谷埋め盛土の地下水位と谷底傾斜の関係

## 『地下水』

宅地として造成された谷埋め盛土には暗渠等の排水施設が設置されているはずであるが、実際には盛土内部に地下水が浸入している事例が認められる。特に、盛土の底面付近に地下水が存在する事例が多く、これらの地下水は常時においてもしばしば被圧されている。一方、谷底の傾斜は地下水位を規定する要因でもあるので、こうした谷埋め盛土内の地下水位は、底面の平均傾斜の影響を受けていると考えられる。すなわち、底面の平均傾斜が急であるほど、地下水の流動ポテンシャルは大きくなり地下水位が低くなることが予想される。実際に簡易貫入試験孔を使って求めた地下水位の調査結果では、阪神地域、東京西南部・横浜、仙台の谷埋め盛土 22 例でそうした傾向が確認されている（図4）。

## 『形態的特徴』

これまでに発生した谷埋め盛土の地すべりは、盛土の厚さ、横断面形状比（幅／厚さ）、底面勾配について、以下の様な比較的顕著な形態的特徴が指摘されている。

### 形状パラメーターの取り方

盛土の三次元形状を扱うためには、何らかの数値で代表させるのが便利であるが、一つの尺度で表すのは難しい。そこで様々なパラメーターの組み合わせで表現することになる。例えば、深さ（厚さ）、幅、長さ、体積（面積）、地表面の傾斜、底面勾配、及びこれら相互の比である。しかし、これらのパラメーターは、当然、計測位置によって変化するので、体積（面積）以外のパラメーターでは、計測位置を原則として盛土の中心部と定義しておく。この結果、例えば、形状パラメーターとしての深さは、盛土の最大深さに相当する場合が多い。

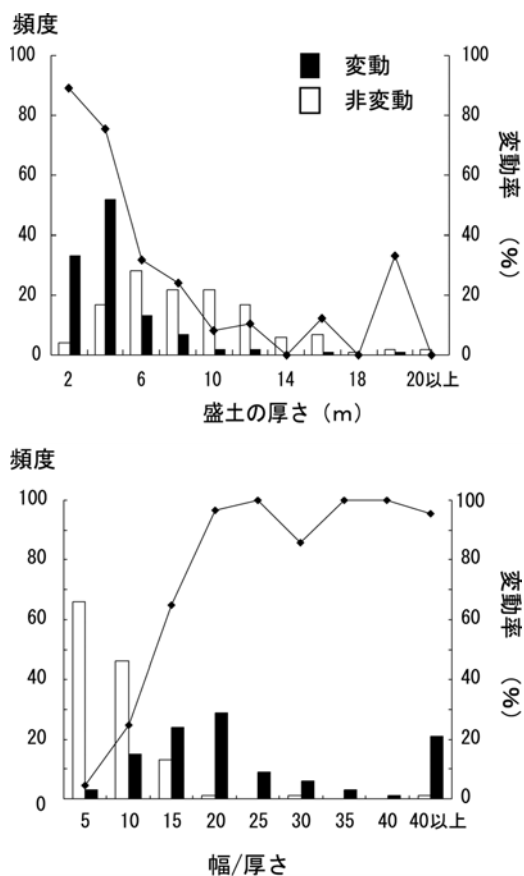


図5 盛土の変動率と厚さ、横断面形状比（幅／厚さ）

### 厚さ

盛土の厚さは、盛土の形状を記述する基本的パラメーターの一つであり、盛土の質量に関連することから変動の有無に大きな影響を及ぼす要因と考えられる。図4上は、兵庫県南部地震における谷埋め盛土の変動・非変動事例について、盛土の形状に関するパラメーターのヒストグラムと変動率（変動事例数÷ヒストグラム横軸の各区分での総数）を示している。谷埋め盛土の変動率は盛土が厚くなるにつれて低下し、盛土厚が薄いほど変動しやすい傾向が明瞭に認められた。

ここで示した盛土の厚さは、新旧地形図を比較した結果を簡易貫入試験によって補い、決定した。しかし、簡易貫入試験の到達深度は最大5mと浅く、この試験では盛土の底が確認できていない場合も多い。そこで、高精度表面波探査結果を基に、盛土の厚さを検討した。その結果、新旧地形図のデータと高精度表面波探査結果が揃っている25例（兵庫県南部地震と十勝沖地震の事例）のうち、60%にあたる15例は、上記2つの方法によって推定した厚さの相違が、2m以内に収まっていた。したがって、手法そのものの誤差や探査地点が自由に選べない問題点等を考慮すれば、2つの手法による厚さの推定結果は比較的良好一致を見せていると考えられる。

しかし、高精度表面波探査のサンプル数が限られている事も事実である。そこで、分散が異なる平均値の差の検定（t検定）によって、高精度表面波探査から推定した盛土の厚さが、地すべり群と非地すべり群の間で異なっているかを検討した。その結果、有意水準1%未満で両者が等しいという帰無仮説は棄却され、両群の平均値は有意に異なっていると判定された。

### 横断面形状比（幅／厚さ）

兵庫県南部地震では、盛土自体は比較的大きな強度（N値10～15）を有しているにもかかわらず、地震時に大きく変動した事例が見られた。このことは、こうした谷埋め盛土においては、しばしば盛土底面をすべり面とする、すべり破壊が発生したことを示唆している。底面におけるすべり破壊には、底面の形状が大きな影響を与えるので、盛土底面の形状の代表値として、盛土中央部における幅/深さ比をとり、変動率との関係を調べた。その結果、兵庫県南部地震では変動率との間に顕著な傾向が認められた。すなわち、幅/厚さ比が20以下の領域では、谷埋め盛土の変動率は幅/厚さ比が大きくなるにつれて増加した（図5下）。一方、幅/厚さ比が25以上の領域では、非変動事例がほとんど見られなくなるため、変動率は80%以上でほぼ一定となる。区分毎のデータ数は少ないが、変動事例と非変動事例の幅/厚さ比の分布は異なっており、最頻値が変動事例では20前後であるのに対し、非変動事例では5以下である。

この横断面形状比は、三次元的なすべりを考えた場合の側面の抵抗を表現すると考えられるが、谷埋め盛土の底面には軟弱な地盤が残されていることが多く、盛土側面の抵抗は変動の有無に大きな影響を及ぼす要因と考えられる。また、一般的な谷地形を考えると、横断面形状比が小さいほど谷（盛土底面）の横断形状はV字型に近く、幅/厚さ比が大きいほど谷の横断形状は皿形・お椀型に近くなる。このことと、谷埋め盛土の変動率は盛土が厚くなるにつれて低下し、変動した盛土の大部分が6m以下であったことから、変動事例の多くは底の浅いお椀型～皿形の横断形状をした盛土であったと考えられる。

高精度表面波探査において、完全に谷を横断する測線の設定は、現地での制約から難しい。したがって、谷埋め盛土の幅に関する情報を検証する事は難しい作業である。そこで、厚さに関する検証結果と従来法（新旧地形図の

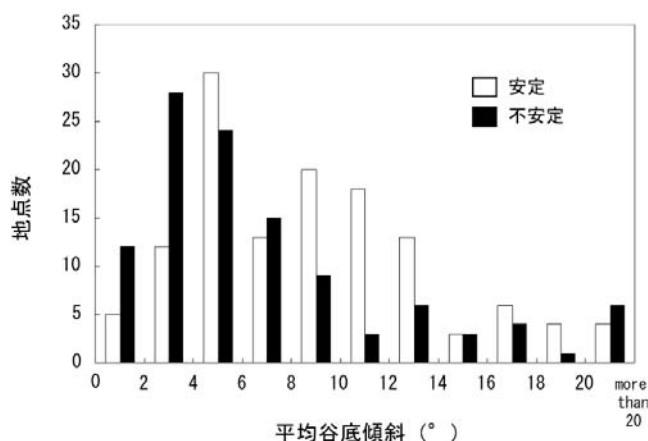


図6 盛土の変動率と平均谷底傾斜

対比、現地踏査による推定)による幅の推定を基に、新たに横断面形状比を算出し、地すべり群と非地すべり群間の有意性の検定を行った。その結果、有意水準 1%未満で両者が等しいという帰無仮説は棄却され、両群の平均値は有意に異なっていると判定された。

傾斜は底面の部位によって異なるため、谷中央の最深部を通る縦断勾配を底面傾斜として定義した。一般に底面の傾斜が急であれば変動が発生しやすいと考えられるが、兵庫県南部地震の事例では、その傾向が認められなかった(図6)。逆に、データのバラツキによる10～14度付近の急激な低下を除けば、全体に傾斜が増加するにつれて変動率は漸減している。これは、形状に関する要因(厚さ、幅、底面傾斜)が互いに独立でないため、他の支配的要因(変動の有無に強く影響を及ぼす要因)によるバイアスが発生しているためと考えられる。例えば、底の浅いお椀型～皿形の横断形状をした谷(横断面形状比が大きい)は、比較的海岸線に近い地域に分布するため、細長いV字型の谷(横断面形状比が小さい)よりも谷の勾配は緩いと考えられる。このことは、こうしたパラメーターを使用した予測において、非線形予測手法の必要性を示唆するものと考えられる。

## 5. 変動の有無を説明するモデルと予測

### 『ローラースライダーモデル』

兵庫県南部地震では、変動(地すべり)が発生した谷埋め盛土と発生しなかった盛土が、空間的に入り交じって分布していた。地域的に粗密はあるが、変動した谷埋め盛土の面積比は、上述のように約40%に達しており、ほぼ同時期に同じように造成された谷埋め盛土群において、被害の有無が分かれた。しかし、上述のように盛土の強度(堅さ)及び地下水状況の調査結果を考慮すると、地すべりの原因を単純に施工の問題(締め固め不足)に帰することは難しく、またそうするには、変動した盛土があまりに多く、不自然である。しかし一方、上記の分布パターンは、見方を変えれば、約60%の変動しなかった谷埋め盛土には何らかの変動を抑制するメカニズムが働いたことを示していると考え事も可能である。ここでは、そうした抑制メカニズムに関する一つの仮説として、側部拘束効果(三次元効果説)について議論する。

簡単のために、谷埋め盛土の変動を剛体的な“すべり”であるとする。また、三次元的な形状を考えて、変動時には底面の強度が大きく低下するものとする。したがって、“滑り”が発生するかどうかは、側部がせん断されるかどうかでほぼ決まるということになる。このモデルをわれわれは、“ローラースライダーモデル”と名付けた。遊園地の滑り台がヒントになっているからである(図7)。例えば、手すりに手や足が届かないほど幅が広い滑り台を想像して欲しい。そうした滑り台では滑らないようにする事がとても難しい。一方、幅が狭く足や手をつっ張れる場合は、人は滑らないでいることが容易に出来る。この場合、突っ張っている手や足は盛土上部の不飽和層、お尻の下ツルツルの部分は盛土下部のすべり面(液状化層または破壊面)ということになる。実際の盛土における側部抵抗も、薄く幅の広い盛土(横断面形状比が大きい盛土)に比べて、厚く幅の狭い盛土(横断面形状比が小さい盛



土) では大きいと考えられるので、底面のせん断抵抗が大幅に低下する条件下(強震下では、ほとんどの谷埋め盛土が該当する)では、こうしたローラースライダー的な状況が生まれると考えられる。

ただし、ここでは説明を簡単にするために地震力を一定と仮定している点に注意が必要である。すなわち、実際には、地震応答自身(人の重さ)も盛土の形(滑り台)や物性(人の腕力)の影響を受けて複雑に変化する。つまり、側面拘束の影響を本格的に議論するためには、盛土と地震力の相互作用も含めて検討する必要がある事は言うまでもない。すなわち、このアナロジーは、“薄くて幅の広い盛土ほど滑りやすかった”という経験的事実を、側部拘束の影響と結びつけて説明する場合の第一次近似として有効であると考えられるべきであろう。

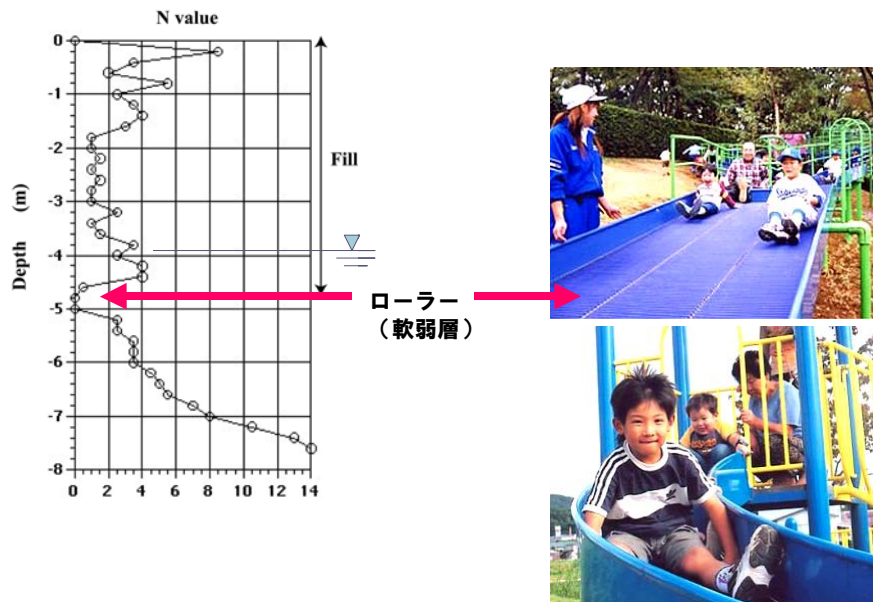


図7 遊園地におけるローラースライダーのアナロジー (ローラーの存在)

### 『三次元安定解析による感度分析』

ローラースライダーモデルは、現象を説明する際の概念モデルであるので、その有効性は力学的に検証される必要がある。そこで、三次元安定解析による感度分析を行った。解析手法は、修正 Hovland 法、簡易 Janbu 法、簡易 RBMS 法(濱崎ほか2006)を用いた。モデルは、図8に示すように、底面のすべり面傾斜は $5^{\circ}$ 、頭部と側部は $60^{\circ}$ とした。地下水位は、各ケースとも地下水位以下の要素割合が一定となるように、先端ですべり面が地上に出る位置と、頭部滑落崖上で高さの半分に相当する位置を結んで設定した。力学定数は、急傾斜の頭部と側部では、 $c=5\text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=20^{\circ}$ とし、Case1: 底面の強度が0 ( $c=0\text{ kN/m}^2$ ,  $\phi=0^{\circ}$ )、Case2: 底面の強度が小さい ( $c=5\text{ kN/m}^2$ ,  $\phi=0^{\circ}$ )、Case3: 底面の強度が大きく、頭部・側部と同等 ( $c=0\text{ kN/m}^2$ ,  $\phi=0^{\circ}$ ) の3ケースを設定した。今回の様な感度分析では、安全率の絶対値には意味が無く、変化の傾向が重要である。しかし、極限平衡法では、地震力は物体力として考慮されるに過ぎないため、地震力は無視した。解析プログラムには、ADCALC 3D (アドバンテクノロジー) を用いた。

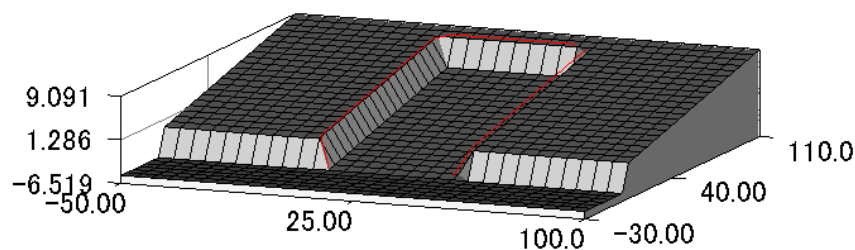


図8 三次元安定解析のモデル (幅50m, 深さ5mの例)

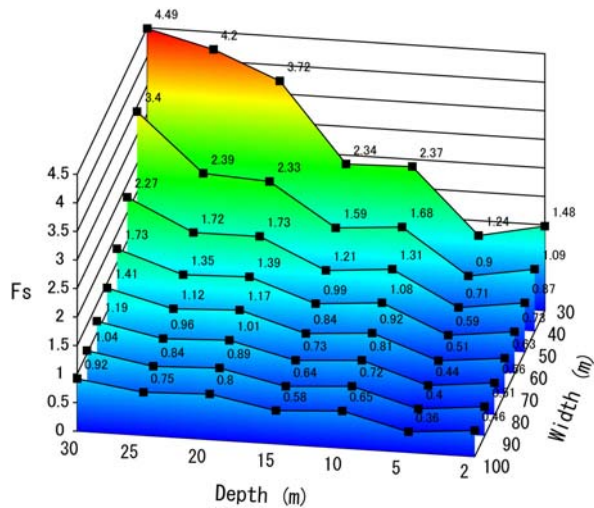


図9 幅・深さ・安全率の関係  
Case1 (底面で  $c=0$  kN/m<sup>2</sup>,  $\phi=0^\circ$ )

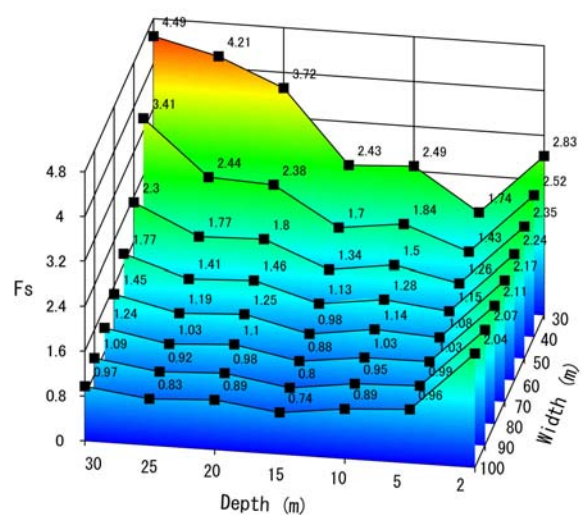


図10 幅・深さ・安全率の関係  
Case2 (底面で  $c=5$  kN/m<sup>2</sup>,  $\phi=0^\circ$ )

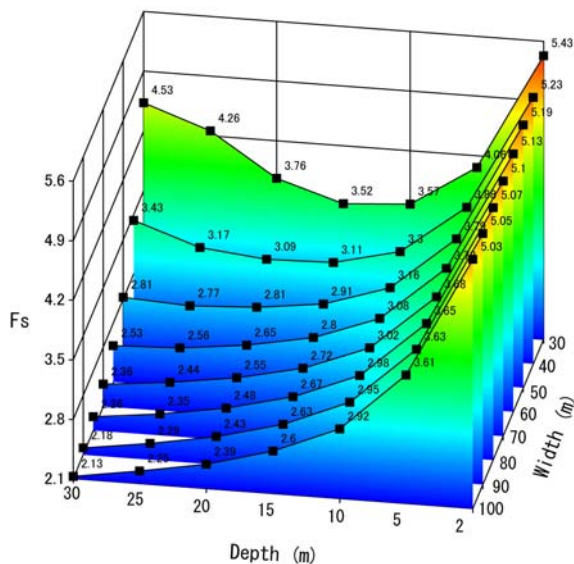


図11 幅・深さ・安全率の関係  
Case3 (底面で  $c=5$  kN/m<sup>2</sup>,  $\phi=20^\circ$ )

図9, 10, 11 は, 簡易 Janbu 法による解析結果であり, 安全率と幅, 深さの関係を示している. Case1 では, 幅が広く, 浅い(薄く)ものほど安全率が低くなっており, 実際の現象と一致する. また, 幅の影響(安全率の変化)は, 深さが深いほど大きい. 一方, Case2 でも, 全体の傾向は, Case1 と同様である. しかし, 深さが著しく浅い2mの場合は, 逆に安全率が高くなっている. また, 幅が広くなると, 安全率に及ぼす深さの影響があまり見られなくなる. これに対し, Case3 では, 他のケースとは全く異なる傾向であり, 幅が広く, 深い盛土ほど, 安全率が低くなった. 底面にローラーが存在しないこのケースでは, 単純な二次元解析と同様の傾向となったと考えられる.

すなわち, ローラースライダーモデルが成り立つ条件(Case1, Case2)でのみ, 実際の現象と一致する傾向が見られた. この事は, 谷埋め盛土地すべりの安定性が, 主として, 盛土底面の強度(ローラーの存在)と三次元形状によって, 支配される事を示唆するものである.

一方, 上記の結果を幅/深さ比で整理し, 図12, 13, 14に示した. Case1 では, 幅/深さ比の増加に対して, 安全率は最初, 急激に減少し, 幅/深さ比が約10を超えるとほぼ一定となる. Case2 では, 最初に安全率が減少するのは同様であるが, 安全率の極小値を与える幅/深さ比が存在し, その値は幅の広い盛土ほど大きい. 一方, Case3 では, 最も幅/深さ比の小さいケースを除くと, 幅/深さ比の増加に対して安全率も上昇し, Case1 とは逆の傾向となる.

一般に, 側面のせん断抵抗がせん断抵抗の総和に占める割合は, 幅/深さ比が増加するにつれて, 相対的に減少する. 一方, Case2 や Case3 の様に, 底面に強度が存在する場合, 幅/深さ比が増加するにつれて, 底面のせん断抵抗が全体に占める割合は, 相対的に増加する. その結果, 後者の影響が大きくなると, 幅/深さ比が大きい領域では, 安全率が上昇する場合があります. Case2 の様に安全率の極小値を与える幅/深さ比が存在する事になる.

上記の結果は, 簡易 Janbu 法による解析結果であるが, 他の解析手法(修正 Hovland 法, 簡易 RBSM 法)でも, 基本的にはほぼ同様の傾向が見られた. しかし, 修正 Hovland 法の場合は, 簡易 Janbu 法や簡易 RBSM 法を用いた場合

に比べて、安全率の変化に及ぼすローラースライダー効果が不明瞭である。これは、簡易 Janbu 法と簡易 RBMSM 法では水平方向のスライス間力を考慮しているのに対し、修正 Hovland 法では全てのスライス間力を無視しているためと考えられる。

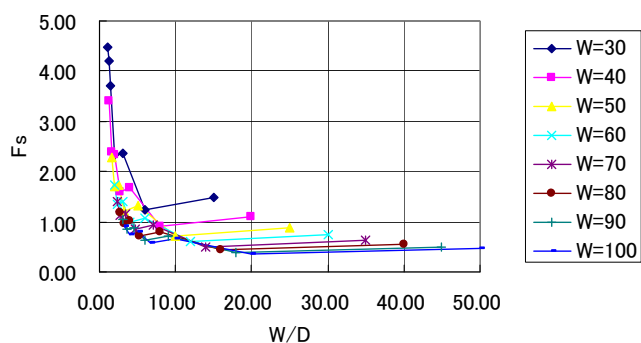


図 12 幅／深さ比と安全率の関係  
Case1 (底面で  $c=0 \text{ kN/m}^2$ ,  $\phi=0^\circ$ )

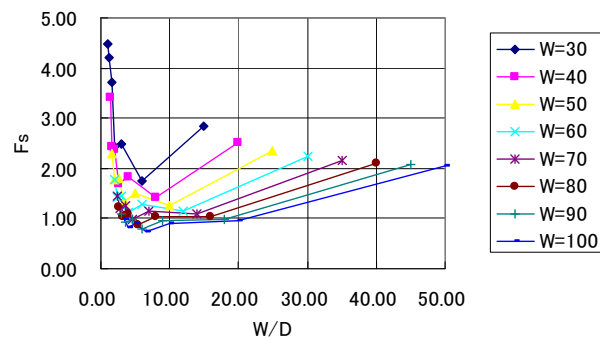


図 13 幅／深さ比と安全率の関係  
Case2 (底面で  $c=5 \text{ kN/m}^2$ ,  $\phi=0^\circ$ )

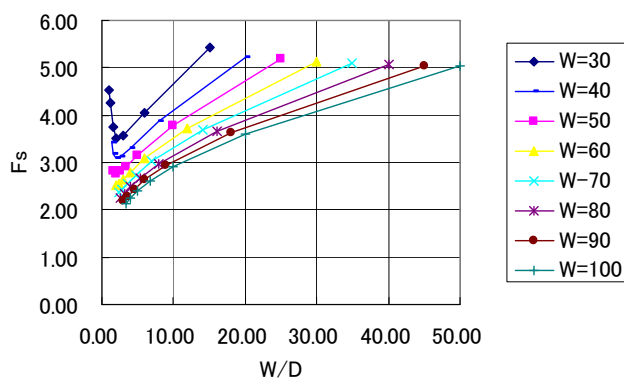


図 14 幅／深さ比と安全率の関係  
Case3 (底面で  $c=5 \text{ kN/m}^2$ ,  $\phi=20^\circ$ )

### 『簡易な予測手法の提案』

上記のローラースライダーモデルに立脚すれば、谷埋め盛土の地すべりの発生を、主として盛土の形態的特徴をもとに、極めて簡易に行う事ができる。すなわち、形態的特徴や地下水状況、誘因(地震)の特徴等を説明変数とした多変量解析手法によって、谷埋め盛土の被害・無被害の判別が可能である。その際の解析方法としては、単純な判別分析(線形モデル)に比べて、ニューラルネットワーク等の非線形モデルの方が、概ね良好な中率が得られることが判明している。また、こうした判定に基づくハザードマップも既に作成されている(釜井ほか, 2004)。

力学的評価としては、本来は三次元解析が望ましい。しかし、多数の地点を簡単に評価するには、三次元解析は、必ずしも現実的ではないと考えられる。そうした場合は、ローラースライダーモデルを取り入れた二次元解析(太田・榎田法)による評価が有効である。

## 6. おわりに

これまでに判明している谷埋め盛土の地すべりの特徴を述べた。総合すると、谷埋め盛土の地すべりは、震度 6



以上の地震動や集中豪雨によって発生し、被害が発生しやすい特徴的な形態（浅くて幅の広い盛土）が存在する。谷埋め盛土では、底面のせん断強度が極めて低い場合が多く、底面とその他の部分（頭部、及び側面）では、すべり面の強度が異なると考えるべきである（ローラースライダーモデルの成立）。したがって、谷埋め盛土の安定度を評価するには、三次元効果、特に側部拘束効果を適切に取り入れる必要がある。今後は、そのための手法の開発が課題になると考えられる。候補として様々な手法が考えられるが、いずれの場合も、それら手法としての意義は、実際の現象をどれだけ忠実に再現できるかという点にある事は言うまでもない。

## 参考文献

- 浅田秋江（1982）：宅地造成地盤の地震時危険の予測法と防止工法に関する研究，土質工学会論文報告集，22-4，pp. 191-202.
- 千葉則行（1995）：1978年宮城県沖地震による地すべり・斜面崩壊について，兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究委員会報告書，地すべり学会，pp. 203-217.
- 濱崎英作・竹内則雄・大西有三（2006）：三次元斜面安定問題に対する簡易離散化極限解析法の開発，地すべり学会誌，Vol. 42，No. 5，pp. 9-17.
- 井口 隆（1995）：谷埋盛土における地震時地すべりの事例と若干の考察，兵庫県南部地震等に伴う地すべり・斜面崩壊研究委員会報告書，地すべり学会，pp. 101-117.
- 釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋（1995）：1995年兵庫県南部地震による阪神都市地域の斜面災害，応用地質，36，pp. 47-50.
- 釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋（1995）：兵庫県南部地震による都市地域の地すべり，地質ニュース 486，pp. 21-23.
- 釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋（1996）：平成7年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動，地調月報，47-2/3，175-200.
- KAMAI, T., KOBAYASHI, Y & SHUZUI, H. (1999): Slope instability of large embankments in residential areas caused by the Hyougoken-nanbu Earthquake, 1995, Slope Stability Engineering (Proc. Int. Symp. Slope Stability Engineering), pp. 565-570, A. A. Balkema.
- KAMAI, T., KOBAYASHI, Y, JINBO, C. & SHUZUI, H. (2000): Earthquake risk assessments of fill-slope instability in urban residential areas in Japan, Landslides (Proc. 8th Int. Symp. Landslide), pp. 801-806, Thomas Telford.
- 釜井俊孝・守随治雄（2002）：斜面防災都市，理工図書，200p.
- 釜井俊孝・守随治雄・笠原亮一・小林慶之（2004）：地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測，地すべり学会誌，Vol. 40，No. 5(157)，pp. 29-39.
- 釜井俊孝（2005）：2004年新潟県中越地震による都市域の斜面災害，応用地質，46-3，pp. 138-144
- 柳澤栄司・安田 進・吉田 望・若松加寿江（1993）：住宅地の被害，1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書，土質工学会，pp. 231-275.

## 高精度な人工改変データの作成と精度評価手法

国土地理院 小荒井衛・長谷川裕之（現：文部科学省）

### 1. はじめに

1978 年宮城県沖地震、1995 年兵庫県南部地震、2004 年中越地震等の際に、大規模に谷や沢を埋めた造成宅地（谷埋め盛土等）において、盛土と地山との境界面等における盛土全体の地すべりの変動（以下「滑動崩落」という）を生じ、大きな被害をもたらしている。地震調査研究推進本部では今後 30 年以内の大地震の発生確率として、宮城県沖地震 99%、東海地震 87%（参考値）、南関東 M7 クラス地震 70%程度との予測を公表しており、大地震による崖崩れや土砂の流出（滑動崩落等）により、大きな被害の発生が懸念されている。

そのような背景から、「宅地造成等規制法」（以下、「宅造法」と略す）が改正され、都道府県知事等が崖崩れ等による災害で相当数の居住者等に危害を生ずる恐れが大きい造成宅地の区域を「造成宅地防災区域」として指定し、その区域内の宅地所有者等に対し、災害防止のための必要な措置をとることを勧告し、または命ずることが出来るようになった（平成 18 年 9 月 30 日施行）。この法律では宅地耐震化のスキームは、地方公共団体が大規模盛土造成地の変動予測調査を行って宅地ハザードマップを作成し、都道府県知事等が造成宅地防災区域の指定もしくは宅地造成工事規制区域における勧告を行い、宅地所有者等が滑動崩落防止工事を実施するとなっている。国土交通省では、造成地防災区域の指定等を行うにあたって必要となる大規模盛土造成地の変動予測の調査手法について、「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」（以下、「ガイドライン」と略す）としてとりまとめ、公表している。

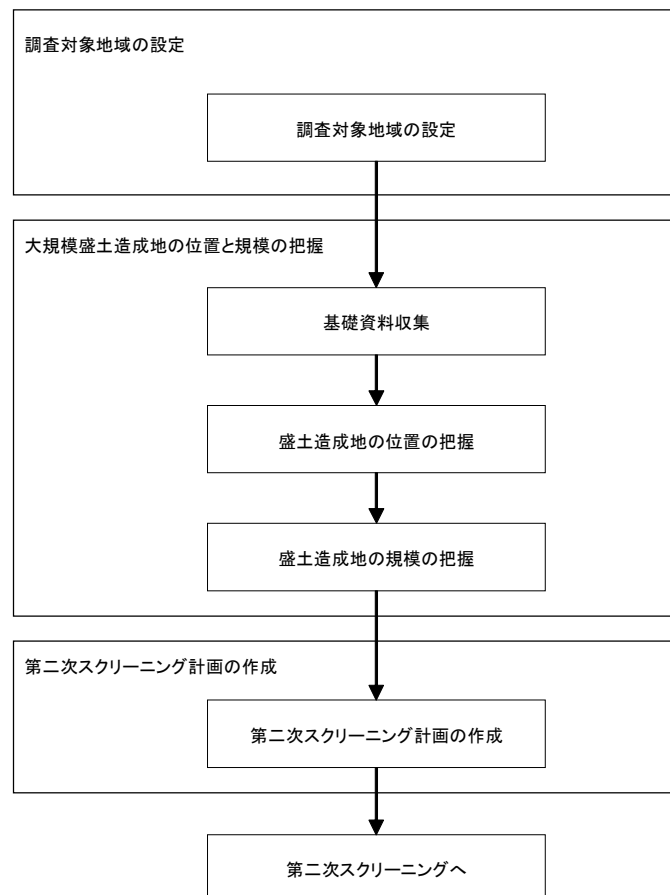
本発表では、ガイドラインの中の第一次スクリーニングに必要な高精度な地形改変データについて、時系列地理情報を使ってどのように作成したらよいかを、その種類ごとの活用方法と精度について検討した結果を報告する。

### 2. ガイドラインの第一次スクリーニングの概要と必要な地理情報

ガイドラインでは、盛土面積が 3000 m<sup>2</sup>以上の「谷埋め盛土」、盛土する前の地盤面の角度が 20° 以上でかつ盛土の高さが 5m 以上の「腹付け盛土」を、大規模盛土造成地として対象にしている。変動予測調査は資料調査が中心の第一次スクリーニングと現地調査が中心の第二次スクリーニングにより構成されている。

第一次スクリーニングでは、造成前後の地形図、空中写真等の基礎資料により盛土

造成地の位置と規模を把握し、第二次スクリーニングを実施する大規模盛土造成地を抽出することを目的とする。第一次スクリーニングの流れを図－１に示す。大規模盛土造成地を抽出するための基礎資料のリストを表－１に示す。



図－１ 第一次スクリーニングの流れ

(「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」から引用)

抽出精度を上げるためには、収集資料は縮尺 1/2,500 程度が望ましい。同程度の縮尺の地図情報としては、国土基本図、旧版都市計画図が 1960 年代から地方公共団体において整備されてきている。それより古い時代については、1/10,000 旧版地形図が、県庁所在地、政令指定都市など人口がおよそ 10 万人以上の地域で整備されていた。

一方、縮尺 1/2,500 地形図を作成するためには縮尺 1/10,000～1/25,000 の空中写真が必要である。空中写真については、1960 年代から撮影縮尺約 1/10,000～1/15,000 のモノクロ空中写真が撮影されている（都市部では約 1/8,000～1/10,000）。一方、米軍撮影の空中写真が 1940 年代後半に約 1/40,000 で全国撮影されており、主要都市や海岸部、

幹線道路沿いでは約 1/10,000 で撮影がなされている。上記に述べた資料を使って、盛土造成地の位置と規模（盛土の面積、原地盤面の勾配、盛土の高さ）について、地図情報の重ね合わせや数値標高モデル（Digital Elevation Model: DEM）の差分計算等により求めることになる。

第 1 表 収集資料の事例  
（「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説」から引用）

|               | 縮尺                  | 年代              | 整備地域                |
|---------------|---------------------|-----------------|---------------------|
| 地形図           |                     |                 |                     |
| 旧版都市計画図       | 1/2,500～1/5,000     | 1960 年頃～        | 地方公共団体による           |
| 都市計画図         | 1/2,500～1/5,000     | 1995 年頃～        | 地方公共団体による           |
| 旧版地形図         | 1/10,000            | 1886 年～1960 年   | 主要都市等               |
| 地形図           | 1/10,000            | 1983 年～         | 主要都市等               |
| 国土基本図         | 1/2,500～1/5,000     | 1960 年～         | 主要都市等               |
| 空中写真          |                     |                 |                     |
| 国土地理院撮影(カラー)  | 1/8,000～1/15,000    | 1974 年～1990 年   | 日本全土                |
| 国土地理院撮影(モノクロ) | 約 1/8,000～1/10,000  | 1960 年代         | 主要都市等               |
|               | 約 1/10,000～1/15,000 | 1960 年代～1980 年代 | 山岳部                 |
| 米軍撮影(モノクロ)    | 約 1/10,000～         | 1946 年～1948 年   | 主要都市、海岸部、<br>幹線道路沿い |

その後、第二次スクリーニングを優先的に行うべき地域の選定を行う。ガイドラインには、選定のための危険度評価手法として、盛土厚さ、盛土幅、地下水の有無等から点数を付けて評価する危険度評価と、ニューラルネットワークによる危険度評価が紹介されている。最後に、地方公共団体は、第一次スクリーニングにおいて抽出された大規模盛土造成地を表示した「宅地ハザードマップ」を作成し、住民等への周知・普及を図ることになる。

### 3. 国土変遷アーカイブ事業と時系列地理情報の利活用研究

国土地理院では、旧版地形図や過去の空中写真など、時系列かつ精度の高い国土情

報を多数所有しており、これらの時系列地理情報を GIS データとして活用できれば、国土の成り立ちや発達過程を考察する上で、貴重な情報を提供してくれることになる。国土地理院では、これらの時系列的な地理情報をデジタル化する事業を、国土変遷アーカイブ事業として平成 16 年度から進めてきており、旧版地形図、空中写真、主題図（土地条件図、土地利用図）、古地図（伊能図、迅速測図等）のデジタル化が進められている。

国土地理院では、これら時系列地理情報を GIS ベースで利活用するための基礎的な研究として、特別研究「国土の時系列地図情報の高度利用に関する研究」を平成 17 年度から 19 年度まで実施してきた。これまでの成果として、時系列地理情報の位置精度評価（長谷川ほか：2005b）、米軍写真のカラー化（長谷川ほか：2005a）、土地被覆や植生の変遷の把握（小荒井ほか：2006）などの研究を行ってきた。

その一環として、米軍写真を精度良く標定して、オルソ画像や DEM を作成する技術の開発（長谷川ほか：2006、2007）も行ってきたが、時系列地理情報から作成した詳細な新旧 DEM の差分から地形改変の箇所とその量を定量的に評価することが可能である。この手法はまさに「ガイドライン」の第一次スクリーニング技術そのものであり、使用する時系列地理情報の違いにより、抽出される DEM の差分に精度面でどのような特徴があるのかを把握しておくことは極めて重要である。

#### 4. 改変地形データの作成とその精度評価

本章では、地形図、航空写真を利用して地形変化データを作成した際の精度評価結果（長谷川ほか：2006）を報告する。地形図からは等高線をデジタル化した。航空写真からは、空中三角測量作業によりブレイクライン・等高線を取得した。旧時期の航空写真としては、米軍が終戦直後に撮影した航空写真（米軍写真）を利用し、米軍写真に適した標定・測量手法を開発して計測を行った。得られた等高線・ブレイクラインデータを組み合わせていくつかの TIN モデルを作成した。それぞれの TIN モデルの差を計算し、各モデルの精度評価を行った。最後に、新旧時期の TIN モデルから地形変化データを作成し、地形変化把握の精度について検討を行った。

##### 4. 1 対象地域と使用データ

研究対象地域は、多摩丘陵北部の約 3km<sup>2</sup> (2.0km x 1.5km) とした。高度経済成長期以前は、河川沿いの低地に水田が広がり、水はけのよい段丘や緩斜面には畑が広がっていた。また、段丘や丘陵を浸食する谷地には谷地田が散在し、丘陵上には薪を取るための雑木林や草場が広がっていた。この地域では、昭和 40 年代からニュータウン開発が始まったが、開発の過程で地形の著しい改変が行われた。現在では対象地域の大部分が宅地となり都市化が著しく進んでいる。なお、本報告では具体的な場所の明示は行わないこととする。

開発後の地形データを取得するための航空写真には、2003 年 11～12 月撮影（縮尺 1:10,000）の航空写真(以下「新時期写真」)を使用した。開発前の地形データを取得するための航空写真には 1947 年 8 月撮影（縮尺 1:10,000）の米軍写真(以下「旧時期写真」)を使用した。開発後の地形データを取得するための地形図には、2004 年発行 1/2,500 東京都地形図（以下「新時期地形図」）を利用した。開発前の地形データを取得するための地形図には、1962 年発行（1956 年測量,1958 年修正）の 1/3,000 東京都地形図（以下「旧時期地形図」）を利用した。また、各データの位置精度を検証するために、全ての利用データ上で確認できる点を検証点（水平：17 点、標高：9 点）として、GPS 測量により計測した。各検証点において複数回の計測を行い、観測ごとの較差が小さいことを確認している。

#### 4. 2 地形図からの地形特徴データ取得とその精度評価

地形図から地形データを作成する場合、デジタル化、幾何変換（座標付与）、等高線ベクトル化、DEM 作成といった作業が必要となる。はじめに、地形図を 400dpi でスキャンしてデジタル画像にした。次に、図郭の四隅の位置と座標を利用してアフィン変換を行い、デジタル画像に測地座標を与えて地形図を標定した。標定後のデジタル画像上で、検証点と同一とみなせる点を選点し、その座標を計測した。得られた座標を検証点の座標と比較して、地形図の精度検証を行った。最後に、ArcGIS を用いて等高線を全てベクトル化し、標高を属性として付与した。上記の方法で標定した新時期地形図、旧時期地形図の精度検証を行った結果、検証点における座標差の平均は新時期地形図で 0.826m、旧時期地形図で 2.370m となった。また、座標差の標準偏差は新時期地形図で 0.445m、旧時期地形図で 1.418m となった。

公共測量作業規程における地形図の水平位置精度は図上 0.7 mm なので、許容誤差は 1/2,500 で 1.75m、1/3,000 で 2.1m となる。新時期地形図は公共測量作業規程における図化精度を満たしているが、旧時期地形図は必要な図化精度を満たしていない。旧時期地形図は、写真測量ではなく平板測量で作成された地形図であるため、誤差が大きくなっているものと予想される。旧版地形図や迅速測図原図等の昔の地形図情報の位置精度検証の事例としては長谷川ほか（2005b）があり、総合的に位置精度の状況を整理している。古い地形図を地形データの取得に利用するためには、地形図が作業に必要な精度を満たしているかどうかの確認が必須である。

また、所得できた等高線を見ると、旧時期地形図では、開発が進んでいないため多くの等高線が取得できたが、新時期地形図では、開発が著しく進んでいるため、公園や傾斜地などを除いてほとんど等高線を取得することができなかった。

#### 4. 3 航空写真からの地形特徴データ取得と精度評価

航空写真から地形データを作成する場合、内部標定、外部標定、および地形特徴デ



ータ取得作業などが必要となる。新時期航空写真は公共測量作業規定に基づき空中三角測量を行った。米軍写真を利用する場合、その内部パラメータは不明であり、通常の内部標定方法を適用できない。このため、米軍写真からの DEM 作成に適した手法を開発し、この手法に基づいて作業を行った。

精度のよい空中三角

測量にはカメラの内部標定データが必要であるが、米軍写真のカメラデータはほとんどが不明である。このため、焦点距離、画角、レンズ歪みなどのカメラデータの算出を行った。始めに、同一カメラで撮影された複数の米軍写真を用いて、指標間距離の測定を行った。

次に、焦点距離を変えて空中三角測量を行い、

焦点距離の決定を行った。空中三角測量のための基準点は、旧時期地形図から取得した。基準点には主として建物角や道路交差点を利用した。最後に、得られた内部標定要素（指標間距離、および焦点距離）を用いて米軍写真の標定を行い、標定された米軍写真を利用してブレイクラインの取得を行った。

本研究では、上下左右の突起部から画郭に向かう線と、画像と画郭の境界線との交点を指標位置とし、複数（7 枚）の米軍写真の指標間距離を比較した。この結果、上下方向、左右方向の平均指標間距離はそれぞれ 22.564cm, 22.494cm となった。標準偏差はいずれの方向においても 0.005cm であった。これは、本研究に利用した米軍写真の上下左右の画角は異なっているが、歪みは小さいことを示している。縦横の違いがフィルムの経年変化によるものか、撮影した航空カメラの特性なのかは不明であるが、米軍写真を内部標定前に幾何補正する必要はなく、得られた指標間距離をそのまま使えばよいと判断した。

次に得られた指標間距離を用いて空中三角測量を行い、焦点距離の推定を行った。上記で求められた指標間距離を真値とみなし、1961 年地形図から得られた基準点を利用して空中三角測量を行い、焦点距離の推定を行った。最適な焦点距離として基準点における Z 方向の標定残差が最も小さくなるを求めた結果、焦点距離は 151.7mm となった。米軍写真付属のチャートに記載された値は 153.3mm であったので、求められた

|      | 検証点残差(m) |       |       |       | 交会残差(μm) |      | σ0(μm) |
|------|----------|-------|-------|-------|----------|------|--------|
|      | X        | Y     | XY    | Z     | x        | y    |        |
| 標準偏差 | 1.523    | 0.972 | 1.807 | 0.191 | 14.7     | 23.8 | 27.9   |
| 最大値  | 3.372    | 1.388 | 3.646 | 0.283 | 257.1    | 96.7 |        |

|      | 検証点残差(m) |       |       |       | 交会残差(μm) |      | σ0(μm) |
|------|----------|-------|-------|-------|----------|------|--------|
|      | X        | Y     | XY    | Z     | x        | y    |        |
| 標準偏差 | 0.143    | 0.154 | 0.210 | 0.073 | 6.8      | 6.5  | 9.5    |
| 最大値  | -0.353   | 0.317 | 0.474 | 0.182 | 24.1     | 17.8 |        |

表一 2 空中三角測量結果

上：米軍写真を求められた焦点距離、画角を用いて標定した結果

(基準点 20 点を使用)

下：新時期航空写真を標定した結果 (基準点 34 点を使用)

焦点距離は 1%程度短いことになる。対象地域の米軍写真の画角は、他の写真の画角より小さめであった。従って、対象とした米軍写真は等倍でなく小さめに複製されてしまった可能性がある。このため、焦点距離、画角共に小さめの値となった可能性がある。上記で求められた画角、焦点距離を利用して空中三角測量を行って基準点残差を算出し、投影中心からの距離と基準点残差の関係を調べた（図-2）。この結果、投影中心から距離が離れるにつれて基準点残差が大きな点は増加するものの、その傾向は明瞭ではなく、かつ基準点残差は 60 $\mu$ m 以下である。レンズ歪みを定量化することは困難であり、またレンズ歪みは経年変化などによる米軍写真の歪みと同程度である。従って図郭に近い部分を利用しなければ、レンズ歪みを補正しなくともほぼ問題がないものと思われる。

上記で得られた焦点距離・画角を用い、旧時期地形図から取得した基準点を用いて空中三角測量を行った結果、基準点残差は水平方向で 1.807m、高さ方向で 0.191m、交会残差は x,y 方向でそれぞれ 14.7 $\mu$ m, 23.8 $\mu$ m であった（表-2）。交会残差は、空中三角測量における一般的な制限値（10 $\mu$ m）よりも大きい。また、新時期航空写真の空中三角測量では、交会残差は制限値に収まっている。これは、現在の航空写真を利用した場合に比べて米軍写真の歪みはやや大きく、従って得られる座標の誤差が大きいことを示している。最終的な空中三角測量結果から、地形特徴データ（ブレイクライン・等高線・標高点）を取得した。ブレイクラインとしては、土地被覆境界や傾斜変換線、1m 以上の段差などを取得した。

#### 4. 4 地形データセット作成とその精度評価

前節の方法で取得された地形特徴データを組み合わせて、新時期および旧時期の地形データセットを作成した。検討の結果、以下の地形データセットを作成した。新時期の地形データセットとして以下の 3 種類を作成した。

- ・新時期航空写真のブレイクライン(new01)
- ・新時期航空写真の等高線および標高点(new02)
- ・新時期地形図の等高線(new03)

旧時期の地形データセットとして以下の 3 種類を作成した。

- ・米軍写真のブレイクラインと等高線 (old01)
- ・米軍写真の等高線 (old02)
- ・旧時期地形図の等高線 (old03)

地形データセットの精度要因としては、各データの位置精度と共に、各データで地形がどれだけ忠実に再現されているかという地形の表現精度(忠実度)も重要となる。このため、地形の表現精度比較のため、地形特徴データの単位面積（1ha）当たりの密度（ラインデータの総延長）を求めた（表-3）。

対象地域を 100m 四方の小領域にわけ、小領域ごとに計算した計測密度を計算し、その統計量を求めた。その結果、同時期（新時期同士、旧時期同士）のデータで比較すると、地形図から取得した地形特徴データの密度（new03, old03）は、空中写真測量を利用した地形特徴データ密度よりも低かった。特に、新時期地形図から取得した地形特徴データの密度は、著しく低い。地形データセット new02 は、都市計画図作成時に航空写真から等高線を取得した際のデータ密度とほぼ等しいと考えられるが、地形特徴データ new03 の計測密度は new02 の 30%となっている。新時期地形図における等高線の取得状況を見ると、植生が残っている斜面では等高線が蜜に取得できているが、造成地ではほとんど等高線が取得できておらず、このためデータ計測密度が小さく、

| データ   | 平均値    | 標準偏差  |
|-------|--------|-------|
| new01 | 1746.2 | 507.9 |
| new02 | 775.0  | 319.7 |
| new03 | 242.8  | 283.3 |
| old01 | 978.2  | 463.7 |
| old02 | 1120.3 | 547.0 |
| old03 | 879.0  | 552.9 |

表－3 地形データセットごとの単位面積（1ha）あたりの地形特徴データ密度

標準偏差がデータ計測密度に比べて大きくなっていることがわかった。造成地での地形特徴データは造成地の地形変化を見るために欠かせないデータであるので、地形図から地形データセットを作成する場合には、造成地において十分な密度の地形特徴データが取得されているか検証を行い、必要なら他のデータと組み合わせる十分な地形特徴データを用いるようにしなければならないと考えられる。

#### 4. 5 地形データセットからのグリッド DEM 作成とその比較

地形データセットから TIN を作成し、得られた TIN からグリッド DEM を作成した。旧時期、新時期、各時期の DEM 同士について、それらの差分を比較した結果を表－4 に示す。new01、および old01 は通常の公共測量の工程を大きく上回る作業量で作成されており、各時期のデータのうち最も高い精度を持っていると考えられる。一方、new03 と old03 は紙地図のデジタル化により作成されており、各時期のデータのうち

| データ         | 平均値    | 標準偏差  | 最大較差   |
|-------------|--------|-------|--------|
| new02－new01 | -0.049 | 0.532 | 2.272  |
| new03－new01 | 0.437  | 1.801 | 12.966 |
| old02－old01 | -0.018 | 0.319 | 2.000  |
| old03－old01 | -0.156 | 3.964 | 31.896 |

表－4 地形データセット間の較差

最も低い精度であると考えられる。

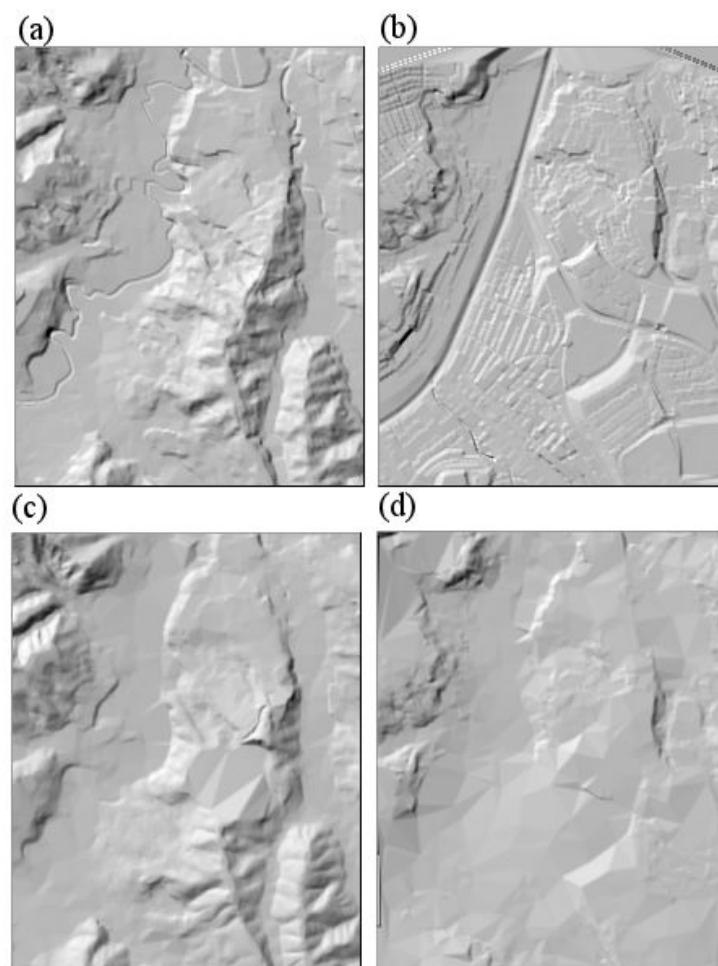
表－4を見ると、地形図と航空写真から作成された DEM の差分はかなり大きいことが分かる。特に、old03 と old01 の差が大きい。これは、old01（の元

となった米軍写真の撮影）と old03（の元となった地形図の作成）の間に 14 年の差が

あり、この間に宅地造成された地域で大規模な地形改変（切土）が行われていたからであると考えられる。

以上の結果から、DEM 作成に地形図から取得した等高線を利用する際は、等高線の持つ位置精度、高さ精度や、地物形状が十分に表現されているかなどを確認し、場合によっては航空写真から得られたデータを組み合わせて利用することが必要だと考えられる。

各 DEM から作成した陰影図を図－2 に示す。旧時期空中写真 old01 から作成した陰影図 (a) と旧時期地形図 old03 から作成した陰影図 (c) を比較すると、(a)では丘陵部での小さな尾根や谷、谷底部を蛇行している河川を明瞭に把握することができる。しかし、(c)では丘陵部の主要な尾根は明確であるが、そこから派生する小さな尾根や谷は明確ではない。また、谷底を通る河川の位置も不明瞭である。更に、対象地域中央部の尾根には、TIN の形状が現れてほとんど水平な面が見られるが、これはこの箇所が地形図上で整地工事中のために等高線が取得できなかったからである。



図－2 DEM の比較

- (a) 米軍空中写真 (b) 新時期空中写真  
(c) 古い大縮尺地形図 (d) 新しい大縮尺地形図

新時期空中写真 new01 から作成した陰影図 (b) と新時期地形図 new03 から作成した陰影図 (d) を比較すると、(b)では宅地造成により生じた面や段差、改修により直線化された河川などが認識できる。しかし(d)では宅地造成により生じた面は明確でなく、また河川も明確ではない。これは、宅地造成された個所では地形図上に等高線が表示されておらず、地形特徴データがほとんど取得できなかったためである。また河川についても、地形図が河床の標高値をほとんど取得していないため、地形図からの DEM では河川形状が表現されていない。以上のことから考えると、地形図から作成した DEM よりも空中写真ステレオペアから直接作成した DEM の方が、地形表現力が勝っていると言える。

#### 4-6 地形変化(盛土・切土)データの作成

新旧時期空中写真を用いた DEM の差分 (New01 と old01 の差分) から空中写真改変地形データ (差分 1)、新旧時期地形図を用いた DEM の差分 (new03 と old03 の差分) から地形図改変地形データ (差分 2) の 2 種類の地形変化データを作成した (図-3)。差分 1 は、航空写真から最も高い精度で作成した DEM 同士の差分、差分 2 は、地形図から作成した DEM 同士の差分である。

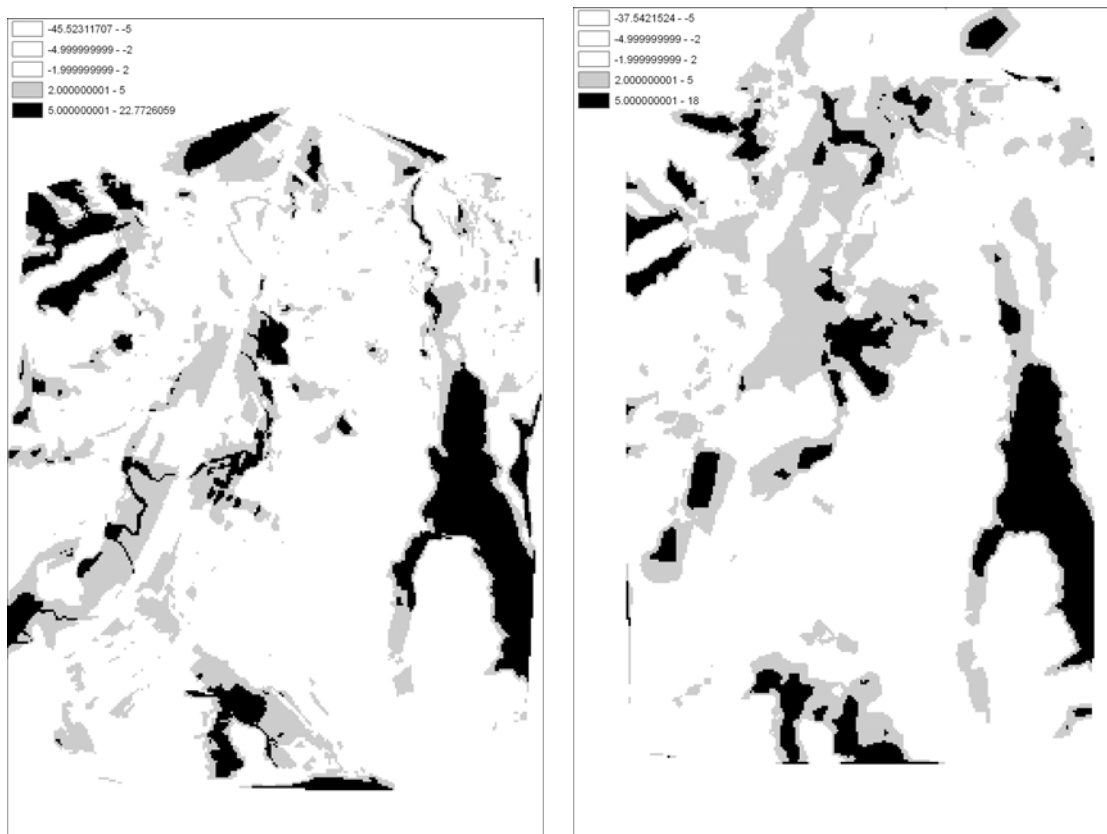
差分 1 および差分 2 を比較した場合、概略では大きな違いがない。しかし、差分 1 では河川改修に伴う河川流路の変更箇所が盛土として認識されているのに対して、差分 2 では盛土として認識されていない箇所が存在する。また、河川沿いの低地など緩傾斜な個所では、等高線のみでは地形表現が不十分なため、差分 2 では全面が盛土として認識されている。また、丘陵部では、差分 2 では小さな谷を盛土した個所が表現されていないのに対し、差分 1 では小さな盛土、切土も認識されている。

このように、航空写真からの差分データでは家 1 軒レベルの精度で地形変化を抽出することが可能であると考えられるが、どの情報レベルまでの差分データを作成するかにより必要な時間、人員、費用が大きく変化するため、必要とされる情報レベルを十分に見極めてデータ作成方法を検討する必要がある。

#### 5. 米軍写真の高精度標定手法の開発

前章では、新旧時期の空中写真を使うことが、精度良く地形改変データを作成することになることを説明したが、旧時期の空中写真として米軍写真を使うことの資料的価値は極めて高い。そのため本章では、米軍写真を高精度に標定するための手順を明らかにし、その手法を用いて作成された地形モデルの精度を評価した結果 (長谷川ほか：2007) について報告する。具体的には、米軍写真を単コースごとに標定した場合と複数コースの同時標定を行った場合の標定精度、タイポイント、パスポイントの違いによる標定精度の違いなどについて評価を行い、米軍写真を高精度に標定するのに必要な基準を明らかにした。また、得られた知見を用いて米軍写真から地形データと

オルソ画像を作成し、位置精度の評価を行った。



図ー3 人工的な地形変化の分布

(左) 空中写真による DEM の比較

(右) 大縮尺地形図による DEM の比較

## 5. 1 使用データ

神奈川県横浜市内の、起伏の多い丘陵地を造成した住宅地を対象地域とした。この地域をカバーする 2005 年発行の 1/2,500 都市計画図（以下 2005 年都計図）、2004 年撮影の縮尺 1/20,000 空中写真（以下 2004 年空中写真）、1963 年撮影の縮尺 1/10,000 空中写真（以下 1963 年空中写真）、1949 年撮影の縮尺 1/10,000 米軍写真（以下米軍写真）を使用した。

## 5. 2 米軍写真の標定に必要な基準についての検討

米軍写真の標定に用いる GCP は、2 通りの方法で取得した。1 つめの方法では、2005 年都計図上から GCP を取得した。2 つめの方法では、最初に 2005 年都計図で 2004 年空中写真を標定し、次にこの空中写真上で GCP を取得して 1963 年空中写真を標定し、最後にこの空中写真上で取得した GCP で米軍写真を標定した。2 通りの GCP を用いて 1949 年米軍写真を標定した結果を比較したところ、後会残差・基準点残差に大

きな違いはなく、どちらの方法を用いても米軍写真の標定が可能であることが分かった。

次に、GCP 数について評価した。GCP 数を 6 点（公共測量の規定に準拠した場合）、12 点、18 点、24 点と変化させたが、後会残差・基準点残差に大きな違いはなかった。しかし、検証点で評価した場合、GCP 数が 6 点の場合はいくつかの検証点の位置ずれが大きかった。従って、米軍写真の外部標定を行う場合、GCP を公共測量作業規程に定められた数の最低 2 倍程度は取得する必要がある。

次に、タイポイント数について評価した。単コース標定を行い、タイポイントにおけるコース間残差を評価した結果、平均残差は水平方向で約 5m、標高で約 0.3m となった。また、タイポイント数を 1 点、2 点、3 点に設定し、複数コースバンドル調整を行った場合、後会残差・基準点残差に大きな違いはなく、検証点による評価でも大きな違いは見られなかった。このことから、タイポイントの有無は外部標定結果に大きな影響を与えるといえる。従って、タイポイントを取得し、複数コースによるバンドル調整を行うことが望ましいと考えられる。

次に、パスポイント数について評価した。パスポイント数を 3 x 3、5 x 5、9 x 5 と変化させた結果、パスポイントの増加につれて後会残差は減少し、基準点残差は増大した。このため、外部標定精度の観点からは、パスポイント数は 3 x 3 で充分であると考えられる。

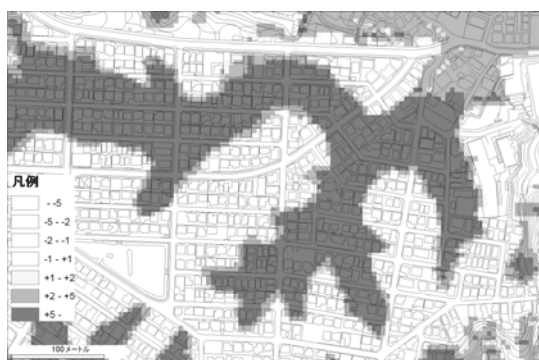
### 5. 3 地形データの作成およびその精度評価

次に、標定済みの 2004 年空中写真と 1949 年米軍写真から地形モデルとオルソ画像を作成した。米軍写真（GCP17 点）および 2004 年空中写真から同一の地物の図化を行い、地物位置の比較を行った。4 地域 5 箇所と比較を行った結果、3 箇所では 5m を超える水平位置のずれが計測された。このため、米軍写真の標定に利用する GCP を 50 点に増やしたところ、5m 以上の位置ずれは 1 箇所に減少し、位置ずれの平均値は 1m 減少した。また、高さのずれの平均値は約 2m であった。このことから、米軍写真の標定の際には、GCP を可能な限り多く取得することが精度の向上に有効であると考えられる。従って、米軍写真から地形データを作成する際は、後会残差・基準点残差が収束するだけでは不十分であり、可能な限り GCP 数を取得することが望ましいと考えられる。

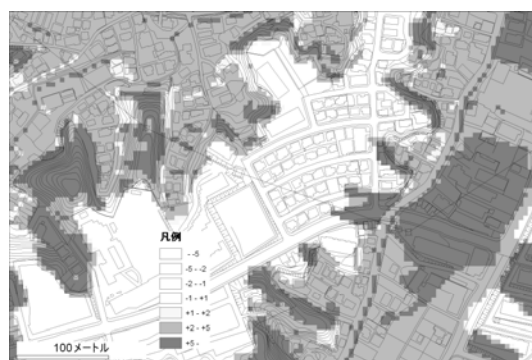
最後に、2004 年空中写真と 1949 年米軍写真から作成した地形モデルの差分から、盛り土・切り土による人工改変データを作成した。このデータを用いると、造成宅地の改変状況が明確にわかる。図-4 では、丘陵内の谷筋を埋めて造成された谷埋め盛土造成地が明瞭に抽出できている。図-5 では、無改変と考えられる丘陵部(図左側)で大きな標高の上昇(盛土)が見られる。現地調査の結果、この地点では盛土などは認められず、地形が改変されていない可能性が高い。これは、樹木などの影響で正確



な地形が計測できないためだと考えられる。また、平野部(図右側)においては、ほぼ全域が盛土として抽出された。米軍写真の判読によると、この地点は小河川(線状の盛土として認識できる)沿いの水田であった。従って、今回作成されたデータは低地の盛土抽出にも有効であると考えられる。しかし、現地調査の結果、人工改変がされていない可能性が高い低地が浅い盛土として抽出された箇所も存在していた。これは、新旧双方の地形モデル間の較差も原因であると考えられる。このため、人工改変データ作成の際には、機械的に差分をとるだけでなく、オルソ画像などを参考に無改変部をあらかじめ除外するなどの作業が必要であるといえる。



図ー5 作成された人工改変データ(谷埋め盛土)



図ー6 作成された人工改変データ  
(丘陵残存部・水田跡)

## 6. 実際に選択すべき切土盛土の抽出手法についての考察

以上の研究成果からは、データの正確さや精度、微地形の再現性という観点では、空中写真の方が地形図よりは望ましいと言える。しかしながら、空中写真からの DEM の作成は人員、費用がかかる。特に、空中写真の図化を行うには、デジタル写真測量システムが必要となり、米軍写真を利用する場合にはこれに適した空中三角測量法が必要となる。一方で、都市計画図は古い時代のものが作成されていないか、入手困難な場合があるのに対し、空中写真は米軍撮影の戦後直後のものが容易に入手出来る。このため地域ごとに地形図・空中写真の入手可能性、必要とされる情報のレベルを検討して適切なデータ作成方法を選択する必要がある。

特にアナログ地形図しか無い場合には等高線をデジタイズするところから作業を始めなければならない、費用がそれなりにかかる割に DEM の精度が空中写真によるものよりは格段に劣ることから、新旧の空中写真が入手できるのであれば、空中写真による DEM の差分抽出が望ましいと考える。一方、デジタルマッピングによるデジタル地形図がある場合には、DEM の作成は機械的にかつ廉価で行うことが出来、DEM の精度もアナログ地形図をデジタイズして作成するよりは高精度である。従って、費用をかけて空中写真から DEM を作成するかどうかは、対象地域の状況や目的に応じて

ケースバイケースで判断すべきであろう。

## 7. まとめ

大規模盛土造成地の抽出のための第一次スクリーニングで使用する時系列地理情報について精度検証を行った。実際に差分データを作成する場面を想定し、新旧 DEM の作成手法として、航空写真を利用した方法、地形図を利用した方法を採用し、それぞれの手法により作成された地形特徴データの精度評価を行った。また、地形特徴データから DEM を作成するに当たっても、数通りの作成方法で DEM を作成し、作成方法の違いによる DEM の違いについて比較を行った。最後に、航空写真により作成された最も品質が高いと考えられる差分データ、および地形図から作成された差分データを比較し、それぞれの違いを明らかにした。

その結果、造成地の切土・盛土地の存在とその規模を定量的に評価する手法を提示できた。地形図を用いた場合には大規模な人工改変地は抽出できても小規模な人工改変地の抽出は難しいのに対し、空中写真を用いた場合には高さ 1-2m、大きさ 5m 四方程度の小規模な人工改変地でも抽出可能である。DEM を作成する際の情報源としては、利用目的にあった正確性・精度を持つものを選択する必要がある。費用、必要精度との兼ね合いで判断すべきであるが、より高精度の切土・盛土抽出を行いたいのであれば、空中写真による DEM の差分抽出を推奨する。

## 参考文献

- 長谷川裕之・小荒井衛・佐野滋樹・山本尚. 2006. 旧版地図・航空写真による地形変化(盛土・切土)の把握. 日本写真測量学会平成 18 年度年次学術講演会発表論文集, pp.245-248.
- 長谷川裕之・小荒井衛・佐野滋樹・山本尚. 2007. 米軍写真の高精度標定手順と地形データの精度評価. 日本写真測量学会平成 19 年度年次学術講演会発表論文集, pp.97-98.
- 長谷川裕之・小白井亮一・佐藤浩・飯泉章子. 2005a. 米軍撮影空中写真のカラー化とその評価. 写真測量とリモートセンシング, Vol.44-3, pp.23-36.
- 長谷川裕之・吉田幸子・小白井亮一. 2005b. 迅速測図原図の幾何補正精度に関する研究. 日本国際地図学会平成 17 年度定期大会発表論文・資料集, pp.92.
- 小荒井衛・長谷川裕之・杉村尚・吉田剛司(2006) 国土変遷アーカイブデータを活用した多摩丘陵での植生遷移の把握. 地理情報システム学会講演論文集, Vol.15, pp.361-366.

## 盛土のスクリーニング手法と現地調査

日本工営株式会社 国土保全事業部  
上野 雄一

### 1. はじめに

大規模盛土造成地の変動予測調査は、大規模地震時に災害の発生のおそれの大きい大規模盛土造成地に対して、防災区域の指定もしくは勧告を行うための基礎調査である。国交省の「大規模盛土造成地の変動予測調査のガイドライン・ガイドラインの解説」（以下、ガイドライン）によれば、第一次スクリーニング、宅地ハザードマップの公表、第二次スクリーニングによって構成される（図1）。

第一次スクリーニングで盛土造成地の位置と規模を把握し、大規模盛土造成地に該当するものについては宅地ハザードマップとして公表し、第二次スクリーニングで現地調査とそれに基づく安定計算を行って、変動予測を実施するものである。

ここでは、このうち第一次スクリーニングの「大規模盛土造成地の位置と規模の把握」と第二次スクリーニングの「現地調査」について、その手法と作業上の問題点を検討する。

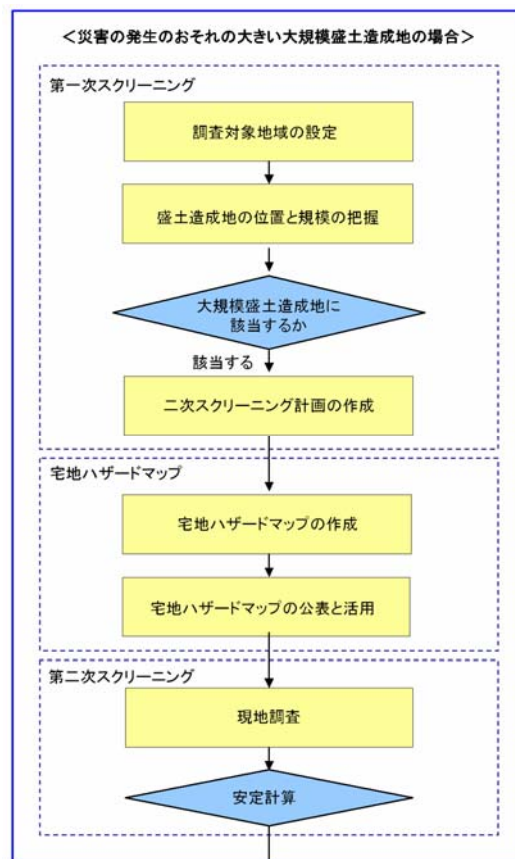


図1 大規模盛土造成地の変動予測調査の流れ  
（ガイドラインより）

### 2. 大規模盛土造成地の抽出（スクリーニング）手法

#### 2.1 盛土造成地抽出のレベル

大規模盛土造成地の位置と規模を把握するには、既存の宅地から盛土造成地を抽出することから始まる。基本的には、宅地造成申請許可資料から盛土造成地を抽出することになる。しかし、早い(古い)時代の造成地では資料が保管期限を過ぎているため廃棄されていたり、廃棄されていなくても図面が劣化などから判読できなくなっている場合が多い。このような場合は造成前後の2時代の地形図を重ね合わせ、その標高差を示した差分図から盛土造成地を抽出する手法をとることになる。（ガイドラインではこの差分図を用いる手法を標準としている。）

すなわち、盛土造成地抽出作業は活用できる資料によってスタートするレベルが図2のように異なる。

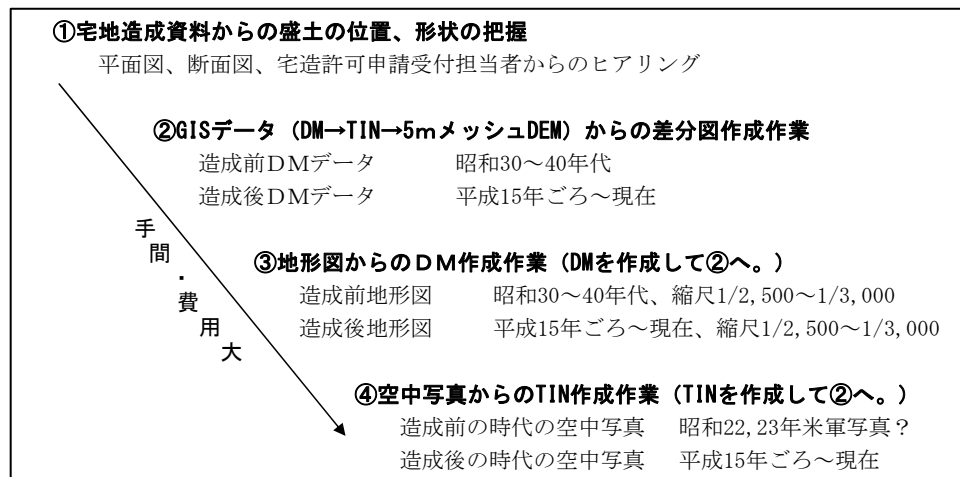


図2 盛土造成地抽出作業のスタートのレベル

①の宅地造成資料がなければ、②以下の資料で造成前後の標高の差分を示した差分図を作成して盛土の位置、形状を推定することになる。

差分図は基本的には②の GIS データで作成するが、②のデータがなければ、③の地形図から②で用いるデータを作成する。

③の地形図がなければ④の空中写真からデータを作成して②の作業へ移る。実際には、盛土の計測作業があるので地形図作成作業を通して②へ移った方がよい。また、③の地形図が得られても、精度に問題があれば④の空中写真による作業から始めることになる。

②、③、④の作業は下位の資料から始めることになるほど手間と費用を要する。

なお、造成後地形図には、既にDM(Digital Map: 数値地図)データ化がなされている「土砂災害防止法による砂防基盤図 (S=1/2,500、平成 14～16 年度作成)」を用いることが出来る。ただし、現時点から見れば約 6 年前のデータであり、その後の宅地造成には別途の資料で確認する必要がある。

## 2.2 宅地造成申請許可資料からの抽出

宅地造成資料の平面図は、一般に縮尺 1/1,000、等高線間隔 1 m の地形図に宅地造成計画もしくは造成の出来形の地形形状を記載している。この平面図から 2 時代の地形の標高差が 0 m である切盛境界を追跡していけば、盛土造成地の位置、形状を、精度良く抽出することができる (図 3)。平面図をスキャナーで読み込み、CAD 上で作業すれば、盛土区域の長さ、面積の計測は容易である。深さ、勾配の計測には断面図を作成する必要があるが、CAD 上で作業すれば大きな手間を要さない。

ただし、上述したとおり資料の保管状況によるので、必ずしもすべての盛土で実行できる手法ではない。



図3 宅地造成計画図（左）と抽出された盛土区域（右）

### 2.3 差分図からの抽出

宅地造成前後の2枚の地形図（都市計画基本図や砂防基盤図など、縮尺 1/2,500～1/3,000）から差分図を作成して、盛土造成地を抽出する手法である（図4）。

差分図作成の着手時点では盛土造成地の位置がわかっていないので、差分図作成範囲は絞り込むことはできるものの基本的には宅地全域となる。このように広範囲の地域で差分図を作成するには、GIS（地理情報）データを用いるほうが効率的である。すなわち、図5のようにメッシュデータとしてのDEM（Digital Elevation Model：数値標高モデル）データで2時代の標高を特定しておけば、差分計算により差分図を作成できる。

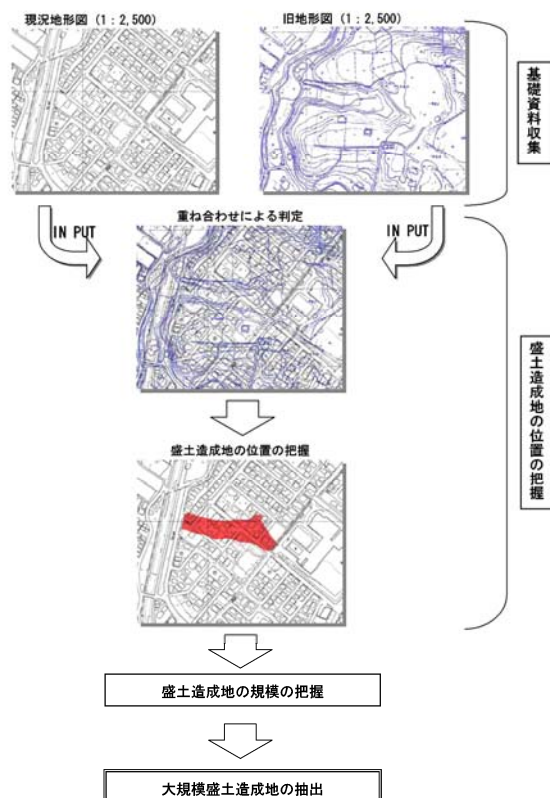


図4 大規模盛土造成地抽出のイメージ（ガイドラインより）



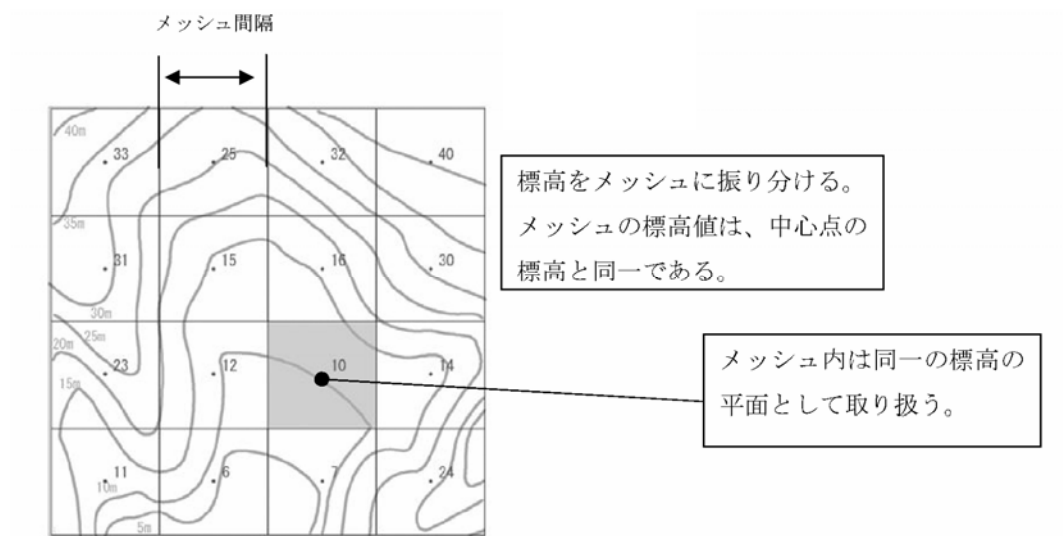
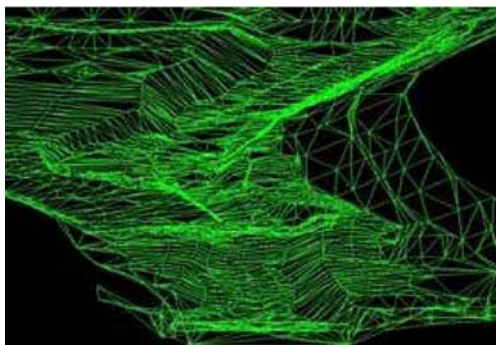


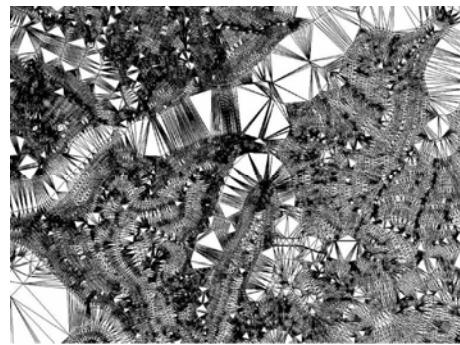
図5 数値標高モデル (DEM) のイメージ (ガイドラインより)

(1) DM(Digital Map)データからの抽出

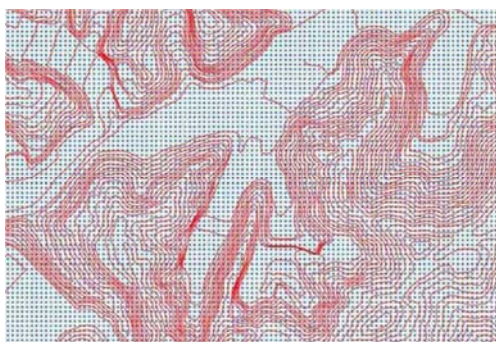
地形図がすでにDMデータ化されていれば、ガイドラインに示されているように、T I N (Triangulated Irregular Network: 不正三角網) データ作成を経て、メッシュデータのDEMデータを作成することにより、標高の差分計算に入ることができる。



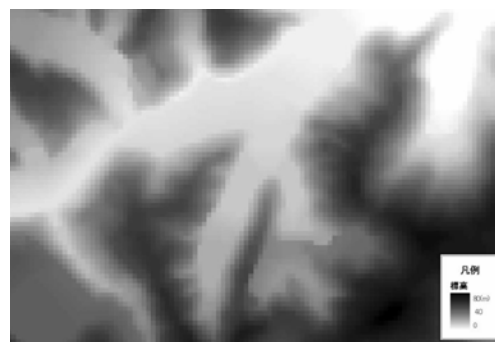
(a) TIN モデルの例



(b) TIN データの例



(c) DEM データの例



(d) 標高のメッシュデータの例

図6 DM データからメッシュデータに至るまでに作成される図  
(ガイドラインより)

DM データからの T I N データ、DEM データ作成は計算ソフト上の作業であるが、後で、盛土の計測作業があるため、DM データの元になった紙ベースの地形図は必要である。

## (2) 地形図からの抽出

地形図（縮尺 1/2,500～1/3,000）が DM データ化されていなければ、新たに DM データを作成する作業から始めることになる。地形図上の等高線や構造物などを線のデータとしてトレースし、座標を取得する。作成した DM データから、上述した T I N データ作成を経て、DEM データの作成を行う。

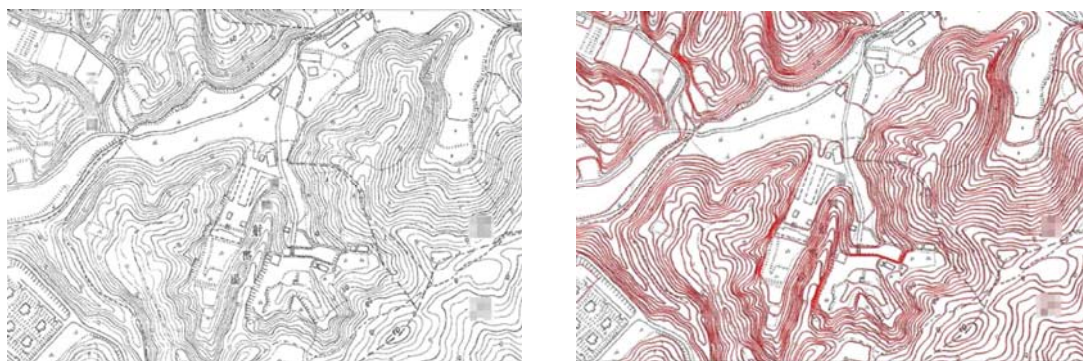


図 7 旧版地形図(左)と 等高線をトレースした図(右) (ガイドラインより)

## (3) 空中写真からの抽出

地形図（縮尺 1/2,500～1/3,000）がない場合、もしくは地形図の精度に問題がある場合は空中写真から始めることになる。この場合は、空中写真測量により、T I N データを作成し、DEM データを作成する（図 8）。測量に使用する基準点の選定、計測に注意する必要がある。

なお、作成した DEM は誤差の検証を行う。

差分図を作成するには T I N データ、DEM データの作成だけでよいことになるが、後で、盛土の計測作業があるため、地形図を作製する図化作業が必要になる。

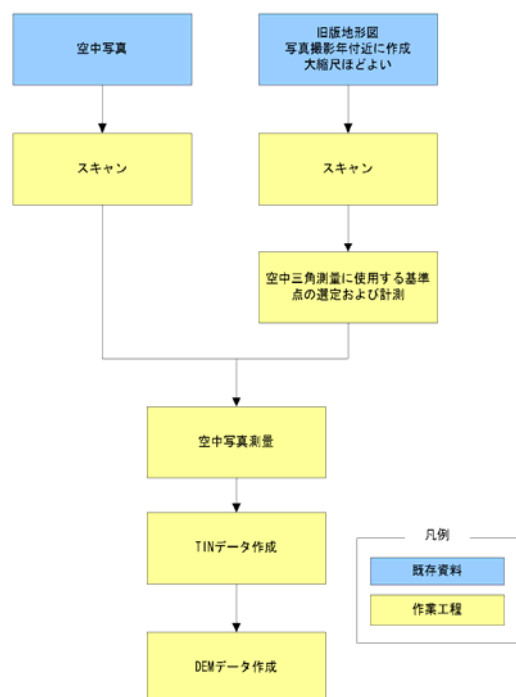


図 8 空中写真から DEM 作成までのフロー (ガイドラインより)



#### (4) 差分図の作成

造成前後の新旧 2 時代の DEM データから標高の差分計算を行い、差分図を作成する(図 9)。そして、造成後に標高が上がっている区域を盛土がなされたとみなし、盛土造成地を設定する。

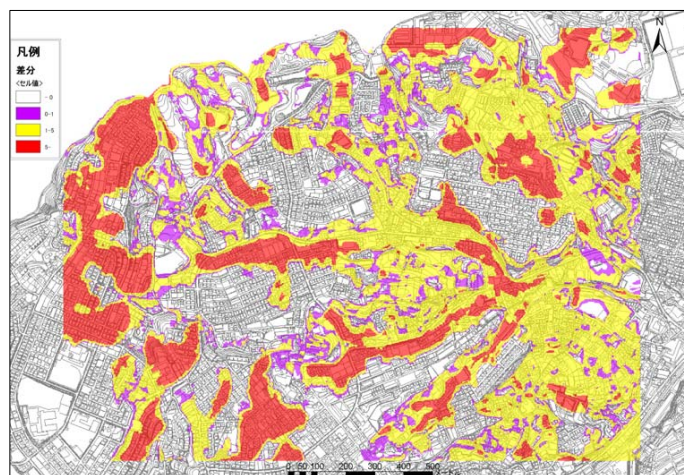


図 9 差分図の例

#### (5) 大規模盛土造成地の位置と規模の把握

盛土造成地を設定した後、ガイドラインに示される手法によって、それぞれの盛土造成地の規模（盛土面積、現地盤面の勾配、盛土高さ、盛土幅、盛土厚さ）を計測する。そして、ガイドラインに示される以下の条件のいずれかに該当するものを大規模盛土造成地として抽出し、図示する（図 10）。

ア) 盛土をした土地の面積が  $3,000\text{m}^2$  以上。

イ) 盛土をする前の地盤面が水平面に対し 20 度以上の角度をなし、かつ、盛土の高さが 5 m 以上。（この条件では、「面積  $3,000\text{m}^2$  以上」という面積要件がないことに注意しなければならない。）



図 10 大規模盛土造成地の位置（川崎市 HP より）

## 2.4 差分図からの抽出における注意点

差分図から盛土区域を抽出して、第二次スクリーニング計画立案のステップに移行する際に、注意しなければならない点がある。

### (1) 地形図の誤差による差分の誤り

#### 1) 地形図作成作業

地形図は、図化機の中で地球上の位置と関連を持った点を基準にセット(標定)された隣り合う2枚の空中写真を、地図職人が実体視を行い標高の等しい点をたどって等高線や地物を描くという作業で作られる。建物で覆われた市街地、樹木で覆われた山地斜面では、地図職人は図化機の中の立体モデル全体を見渡し、道路や樹林帯の切れ目など切れ切れに見える地表面の標高を基に、建物や樹木の高さを推定しながら地表面の等高線を描いていく。

したがって、建物などの構造物の有無、樹木の生長状態などによって、特に山地斜面では、作成年代が異なる地形図の等高線が同じ位置にならず、標高に2～3mのズレ(誤差)が生じるのはやむをえないといえる(図11)。

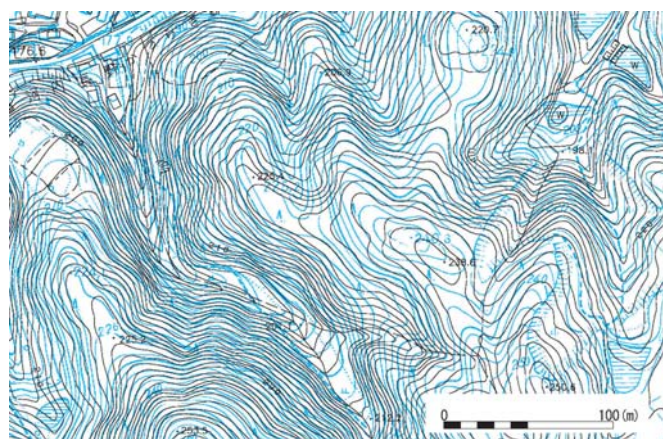


図11 新旧地形図の等高線のズレ

(平成14年度：濃色)(昭和36年度：淡色)

#### 2) 差分の誤りの例

地形図の等高線に誤差が伴うのがやむをえないことを考慮すれば、差分図で盛土と表示されていても確認する必要がある。図12は差分図では盛土と表示された斜面であるが、実際には古くからある神社境内であった。ここでは盛土はなされていないと判断できる。このように、差分図で盛土と表示されていても、最新の空中写真や現地で確認し、盛土で



図12 差分図で盛土と表示された神社境内

ない箇所は第二次スクリーニング計画立案時に除外する必要がある。

## (2) 明らかに宅地造成地ではない箇所

差分図で盛土と表示されていても、すべてが宅地であるとは限らない。丘陵地や山地において宅地以外の用途で大規模造成されるものとして、ゴミ焼却場、霊園、変電所、電力開閉所、産廃処分場、工場団地、広域農場、ゴルフ場フェアウェイなどがある。これについても、最新の空中写真や現地で確認し、第二次スクリーニング計画立案時に宅地でない箇所を除外する必要がある。

## (3) 新版地形図作成後の造成

宅地開発は現在でも各地で進行中であり、新版地形図作成後も大規模盛土造成がなされていることにも注意する必要がある。図 13 は新版地形図作成時点（平成 14 年）ではヤセ尾根であった箇所であるが、平成 20 年 1 月の時点では宅地造成によりヤセ尾根両側の谷が埋められ、尾根頂部がわずかに残されている状態であった。



図 13 両側の谷を埋められた尾根

このことから、少なくとも新版地形図作成時点で宅地造成中の区域については最新の空中写真や現地での確認が必要であるといえる。

## 3. 現地調査（第二次スクリーニング）

第二次スクリーニングでの現地調査は、第一次スクリーニングで把握した盛土形状の確認、補正と、変動予測のための安定計算を行うのに必要なデータを収集することを目的とする。調査内容が多岐にわたるため、大規模盛土造成地 1 箇所当たりではかなりの手間と費用がかかる。

調査対象地域の設定にもよるが、第一次スクリーニングで大規模盛土造成地は多数抽出されと考えられる。このため、第一次スクリーニングの最後のステップとして、第二次スクリーニング計画を作成して、多くの手間と費用を要する第二次スクリーニングを優先的に行う大規模盛土造成地の箇所を定めている。

### 3.1 現地調査の内容

盛土形状の把握と安定計算に必要なデータの収集を目的としていることから、次の調査を行う。

#### (1) 現地踏査

第一次スクリーニング結果の差分図に基づき、現地に変状の有無、盛土地形、土地利用状況等を確認する踏査を行い、第一次スクリーニングで想定した盛土の分布範囲の妥当性を検証する。



## (2) 大規模盛土造成地の区分

第一次スクリーニングおよび現地踏査で想定された盛土地形や原地盤から、第二次スクリーニングの調査対象（安定計算の対象）となる範囲を一団の造成地としてガイドラインに基づく手法によりブロック区分する。

## (3) 測線の設定・調査計画の立案

一団の造成地ごとに、想定した盛土地形や原地盤を基に、安定性の評価および対策工の検討を行うのに適した調査測線の設定並びに調査計画の立案をおこなう。

## (4) 調査ボーリング

調査計画に基づき、盛土、基盤、盛土と基盤の境界部について、それぞれの分布、規模、性状を把握するために調査ボーリング実施する(図 14)。

調査ボーリングはコア状況がわかりやすいφ86mm オールコアとして一団の造成地ごとに3孔程度を計画する。基盤が風化して粘土化していることが予想される場合には、盛土材との判別のために1孔は高品質ボーリング（ミストボーリング）とすることもある。ただし、地下水位が高い場合は有効ではない。



図 14 ボーリング孔の配置 (例)

## (5) 標準貫入試験

盛土材と基盤の締り状態を把握するため、調査ボーリング時に深度1m毎に実施する。

## (6) 地下水位の観測

削孔後、調査ボーリング孔を地下水位観測孔として利用できるように有孔管を設置する。孔口処理は周辺環境に配慮して埋設型にするなど適切に実施する。

地下水位観測は盛土の安定性に関連する地下水位の状況を把握するために実施する。地下水位は、触針式水位計を使用し計測する。自動計測が可能ならば間隙水圧計とすることが望ましい。

## (7) 物理探査

盛土の断面形状を把握するために計画し実施する。探査方法としては、表層の舗装面の影響を受けにくい表面波探査が行われる。探査は基本的に調査測線上(図 14)で行うが、立地条件等により調査測線上で探査が行えない場合は、道路等を利用して探査測線をメッシュ状に設定し、調査測線上でのデータを補完する。



図 15 表面波探査作業風景  
(ガイドラインより)

探査の実施に当っては、調査箇所が住宅地であることを考慮して起振をスタッキング法で行う（図 15）。

#### (8) 土質試験

安定計算の資料とするため、盛土、基盤、盛土と基盤の境界部を対象に、下記に示す土質試験を行う。試験試料は基本的にコア試料とするが、三軸圧縮試験試料については地盤性状に合わせたサンプリング方法で不攪乱試料を採取する。

- ・ 土の含水比試験
- ・ 土の密度試験
- ・ 土の液性限界試験
- ・ 土の塑性限界試験
- ・ 粒度試験（沈降法）
- ・ 三軸圧縮試験（CD、CU）

#### (9) 測量

調査対象区域の平面測量（ $S=1/500$ ）のほか、調査測線について縦断測量（ $S=1/200$ ）を行う。

### 3.2 解析作業

第二次スクリーニングの結果は、関係機関への説明のほか住民説明にも用いられる。長年安心して暮らしてきた住民に危険であることを説明するのであるから、わかりやすく、かつ説得力のあるまとめ方をすることを心がける。たとえば、地盤特性や安定計算、対策工選定の流れを、盛土形状を立体図形として3次元的に表示して説明する、アニメーションや動画を用いるなど、視覚に訴える表現を考える。

### 4. まとめ・・・現地確認調査の必要性（第 1.5 次スクリーニングのすすめ）

ガイドラインでは、第一次スクリーニングは机上調査、第二次スクリーニングは現地調査という位置づけである。しかし、第一次スクリーニングで差分図から大規模盛土造成地を抽出して、第二次スクリーニング計画の立案へ移行する際に、

- ①地形図の誤差から、盛土されていない箇所も盛土と表示される可能性があること。
- ②盛土されている箇所がすべて宅地とは限らないこと。
- ③差分図作成に用いた新版地形図の発行後にも大規模盛土造成が続いていること。

に注意すべきであることを指摘した。この3点は、大部分が最新の空中写真の判読でカバーされると考えられるが、それだけでは十分ではなく、現地確認調査が必要と考える。

また、今回は触れなかったが、第二次スクリーニング計画立案では、盛土の形状から安定性を検討するステップがあり、ガイドラインにはそのための点数表(図 16)が示されている。この点数表には「地下水の有無」という項目がある。地下水の有無については、新旧地形図より、盛土後背斜面の形状、ため池を埋めて盛土がなされているか、などからある程度

推定することができるが、やはり現地確認が必要である。むしろ、現地確認を行わなければならないと考える。

さらに、現時点ですでに盛土斜面や擁壁に変状が認められる箇所（図 17）は、ガイドラインでは「災害の発生のおそれの明らかな場合」として、優先的に防災区域の指定がされることとなっている。この場合も第二次スクリーニングと同じレベルの調査を行い、対策工の検討を行わなければならない、現地確認調査が必要と考える。

以上、多くの手間と費用がかかる第二次スクリーニングを効率的に行うために、机上調査が基本の第一次スクリーニングでも現地確認調査が重要であることを強調したい。この点については、神戸大学沖村教授もご指摘されており、「第 1.5 次スクリーニング」として行うことを強調されている。

以上。

| 盛土厚さ(m)  |    | 盛土幅(m)    |    | 盛土幅/盛土厚さ |    | 原地盤の勾配(度) |    | 地下水 |    |
|----------|----|-----------|----|----------|----|-----------|----|-----|----|
| 区分       | 点数 | 区分        | 点数 | 区分       | 点数 | 区分        | 点数 | 区分  | 点数 |
| 3 以下     | 21 | 20 以下     | 0  | 5 以下     | 1  | 5 以下      | 5  | あり  | 1  |
| 3～6      | 12 | 20～50     | 3  | 5～10     | 2  | 5～10      | 4  | なし  | 0  |
| 6～12     | 6  | 50～120    | 5  | 10～15    | 5  | 10～15     | 2  |     |    |
| 12 より大きい | 0  | 120 より大きい | 10 | 15 より大きい | 8  | 15 より大きい  | 0  |     |    |

図 16 盛土安定性評価のための点数表  
(ガイドラインより)



図 17 盛土擁壁に見られる変状

#### 〈参考文献〉

1. 国土交通省都市・地域整備局：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン、平成 18 年 9 月、平成 19 年 4 月
2. 国土交通省都市・地域整備局：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説、平成 19 年 4 月
3. 川崎市ホームページ
4. 山岡光治：地図に訊け！、(株)筑摩書房、平成 19 年 6 月



## 宅地谷埋め盛土の地震時安定性評価

国土防災技術株式会社 榎田充哉

### 1. はじめに

谷埋め盛土が地震時に崩落する災害は、近年の多くの地震時に確認されている。2004 年新潟県中越地震では高町団地、長岡高専敷地などで多発した谷埋め盛土の崩落が話題となった。2003 年の宮城県北部地震や 2007 年の能登半島地震などでも、宅地や農地、道路などで、谷埋め盛土が崩落した。1995 年兵庫県南部地震においても神戸市や宝塚市などで谷埋め盛土の滑動が多発し、国土交通省や地盤工学会などによる被災箇所の調査が行われた。釜井ほか（1996）は兵庫県南部地震における都市域の斜面変動について広域的な調査を行い谷埋め盛土の滑落事例の実態を明らかにしている。これらの調査や報告によれば谷埋め盛土の変動状況は、地上の住宅等を載せたまま、元地形の谷の出口方向に向かって水平方向に滑動する事例が多く報告されている。釜井ほか（2004）では兵庫県南部地震における谷埋め盛土の変動事例と非変動事例について形状等に関する広域的な調査が行われ、移動土塊の形状と変動の有無に関係があることが示されている。

これら多くの地震で滑落した谷埋め盛土は、元地形の谷の傾斜が緩傾斜である箇所が多く、従来は盛土計画時の安定解析が必要ないとされた箇所である。にもかかわらず地震時に滑落が多発している。

1995 年兵庫県南部地震で発生した谷埋め盛土の滑動事例のいくつかに関しては、従来の極限平衡法による 2 次元安定解析が適用され、安定性の評価が行われた結果が報告されている。ただし、各種報告書で報告されている安定性評価事例は、変動した事例のみであり、非変動事例に関する安定性評価の報告はほとんど見られない。また、変動事例の検証事例でも変動時の水平震度を大地震の目安とされる 0.25 より大きく上まわる値に設定しなければ説明できない事例なども報告されており、従来から用いられている 2 次元安定解析手法で地震時の谷埋め盛土の安定性を十分に評価できるのかという問題が生じている。

自然斜面で発生する地すべりにおいても安定性の評価が非常に重要であるが、宅地に関しても地震時に安定であるか、不安定であるかの評価は重要であり、その評価を間違えるとさまざまな問題が生じる。

ここでは、それらの課題を考慮して、地震時の谷埋め盛土の安定性を評価する方法について検討した結果を報告する。

### 2. 2 次元安定解析による安定性評価の限界

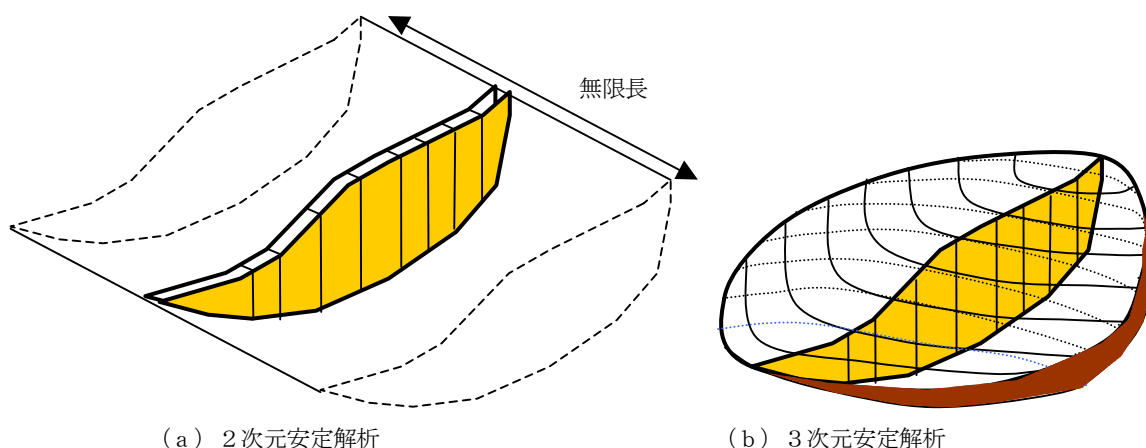
自然斜面で発生する地すべりや盛土のすべりは、3 次元的な土塊の移動現象であるため、本来であれば 3 次元の安定解析が適している（図－1（b）参照）。しかし、土塊の 3 次元形状や地下水位の 3 次元的な分布を詳細に把握するためには調査量が大きくなることから、通常は 2 次元の安定解析式が用いられる。

2 次元の安定解析式は図－1（a）に示すように、移動土塊を、主断面と同じ形状をした断面が横

断方向に無限に伸びる板かまぼこ状として仮定している。移動土塊の形状がこれに近い場合は、2次元安定解析も信頼性が高くなるが、このような移動土塊は現実には存在しない。

地すべり事業では、安全率  $F$  が  $F > 1.0$  であるか  $F < 1.0$  であるかが非常に重要であり、通常  $F = 0.95 \sim 1.0$  である地すべりの安全率を  $F = 1.2$  程度まで上げるための対策工計画を検討する。その安全率の少数1桁の値の違いが、億～数十億円単位の事業費の違いに結びつく。

土質試験に基づく土質パラメータをそのまま2次元安定解析式に適用した場合、安全率  $F$  は  $F = 1.0$  からかけ離れた値となることが多いため、通常は、ある時点の安全率を  $F \approx 1.0$  近傍に仮定し、逆算法によって土質パラメータを設定している。



図－1 地すべりの2次元安定解析と3次元安定解析の概念図

盛土の安定解析の場合でも、原位置調査や土質試験結果に基づく精度の良い土質パラメータを用いて2次元安定解析に適用しても、多くの場合、安全率の絶対値の信頼性は極めて低い。これは図－1 (a) に示す仮定条件と実際の土塊移動現象が異なるという2次元安定解析式の本質によるものである。特に谷埋め盛土は移動土塊である盛土材料が旧谷地形に規制されて分布していることから、図－1 (a) の形状とは大きく異なる。

地すべり事業は近年に滑動した地すべりに対して安定解析を実施するものであり、観測地下水位の最高水位時において地すべりの安全率が  $F = 5.0$  などの高い値になることは通常、考えられない。観測最高水位時に  $F \approx 1.0$  程度であるという仮定にある程度の信頼性がある。場合によっては動態観測と地下水位観測によって、滑動開始時の地下水位分布が観測されることもあり、この場合はさらに安全率の信頼性が向上する。このことが逆算解析による土質パラメータ推定を可能にしている。

一方、谷埋め盛土の平時（地震時以外）の安全率がどの程度であるかは、容易に推定できない。ある場所は  $F = 10.0$  という十分大きな安全率で、ある場所は  $F = 1.5$  の小さい値である、というような極端なことも考えられる。よって、谷埋め盛土の土質パラメータ推定に逆算法を適用することは容易ではない。2次元解析の世界で信頼性の高い現状安全率を推定することはほとんど不可能である。

#### <2次元安定解析の問題>

- ・ 原位置試験や土質試験等による土質パラメータを適用しても、信頼性の高い安全率が算出できない。（2次元安定解析式の本質による）
- ・ 谷埋め盛土の場合、平常時の安全率が不明であるため、逆算法による土質パラメータの推定手法も適用できない。（平常時の安全率の検証方法が確立していないことによる）

これらの問題は2次元解析の本質が原因であることから、極限平衡法の2次元安定解析に限らず、FEM等の高度な解析手法においても、2次元解析を行う場合は同様な問題が生じ、適正な安定性の評価は出来ない。

FEMを地盤のような不均質で複雑な性質を有する材料に適用する場合、順解析によって妥当な解析結果を得ることは不可能である。“実際の現象とは数十倍異なる結果となる”などということは頻繁に発生する。通常は逆解析によって、解析モデルや各パラメータの調整を行う。実際の現象や地盤条件と異なる解析モデルを適用すると、逆算されたパラメータは、現実とかけ離れた値となり、原位置試験や土質試験の結果と異なる値となる。このような理由から、地震によって変動した事例を元に逆解析でパラメータを推定しても、そのモデルを非変動事例に適用した場合に“非変動である”という解析結果を得ることは困難である。また、非変動の事例で信頼性の高い逆解析を実施することも不可能に近い。FEMでは解析モデルが対象とする現象に合っていることが重要である。

図-2は釜井ほか(2004)の調査データを用いて谷埋め盛土の変動事例と非変動事例の簡易な2次元安定解析を実施した結果である。すべての調査地点のすべり面のせん断強度パラメータがほぼ等しいと考え、常時の安全率Fがすべての調査地点で $F > 1.0$ となるようにせん断強度パラメータを決定した場合の常時と地震時の2次元安全率の変化を調べたものである。

安定解析式は修正Fellenius式であるが、解析は主断面中央部での旧地形傾斜角と層厚を用いた等厚半無限斜面としての解析である。水位は移動層厚の1/3の水位高さと仮定して試算した。

$$F = \frac{cL + (W - U)\cos\theta \tan\phi - WK_h \sin\theta \tan\phi}{W \sin\theta + WK_h \cos\theta}$$

(a) 常時

(b) 地震時 (kh=0.25)

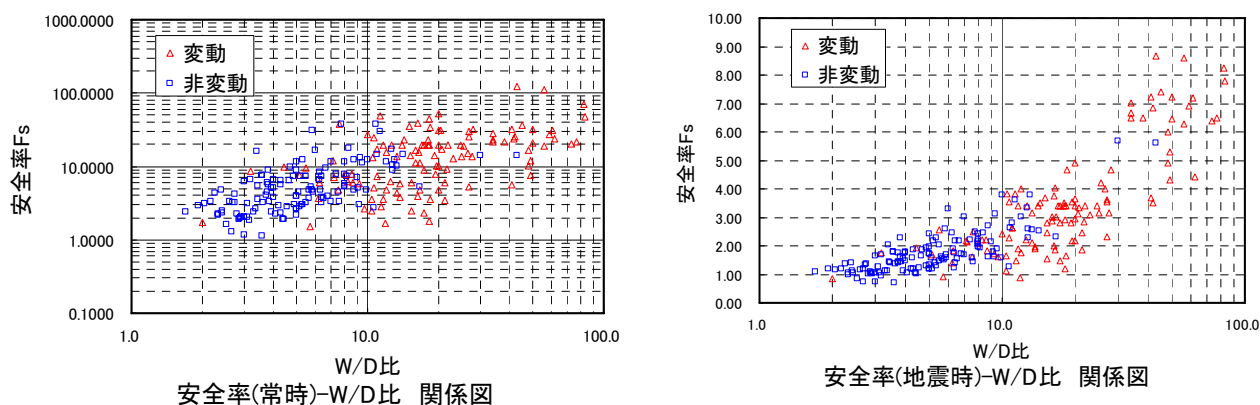


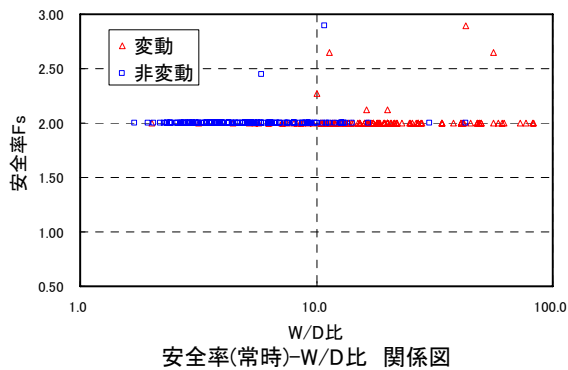
図-2 同一のc,  $\phi$ に対する2次元安全率の変化  
( $c = 35\text{kPa}$ ,  $\phi = 25^\circ$ )

図-2の条件では、変動した地点の地震時安全率より非変動の地点の地震時安全率が小さくなる傾向にあり、かつ、地震時安全率のほとんどが $F > 1.0$ となっている。

次に、常時の安全率を $F = 2.0$ であると仮定し、cを $C = \text{移動層厚}h$ として与えて $\phi$ を逆算する方法を検証した。その結果を図-3に示す。常時の安全率で $F > 2.0$ となっているデータは $F = 2.0$ で逆算すると $\phi < 0$ となり逆算できないために、 $c = h$ ,  $\phi = 0$ として常時安全率を計算したものである。図をみるとほとんどの地点で地震時は $F < 1.0$ となるものの、非変動の箇所も同じく大半が $F < 1.0$ と

なっており、この地震時2次元安全率と変動の有無には全く関連性が見られない。無相関の状態である。

(a) 常時



(b) 地震時 (kh=0.25)

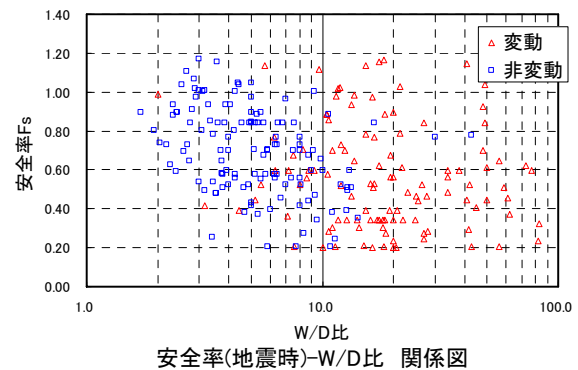


図-3 常時のFを固定して $\phi$ を逆算した場合の2次元安全率の変化  
(常時  $F=2.0$ ,  $c=h$ )

### 3. 谷埋め盛土が滑動する場合の移動土塊の横断形状

図-4は地すべりや谷埋め盛土の移動体の横断図のイメージである。

自然斜面の地すべりでは側面に擦痕を有して、ほぼ鉛直に立ち上がる側壁を確認できることがある。そのように確認できる側面は地表付近で鉛直の壁となっていることが多く、筆者自身は緩傾斜の側壁を確認したことはない。自然斜面での地すべりの側面付近の横断形は、側面付近に断層や層理面などの規制条件がない場合、図-4 (a) のように急勾配で立ち上がっていると考えている。

(a) 移動層が厚い場合の移動体側面の立ち上がりのイメージ



(b) 両側面付近の薄い土層の挙動と側面形状

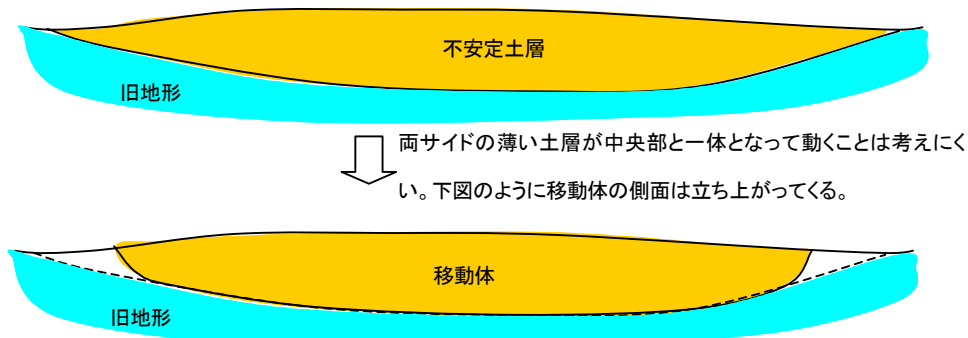
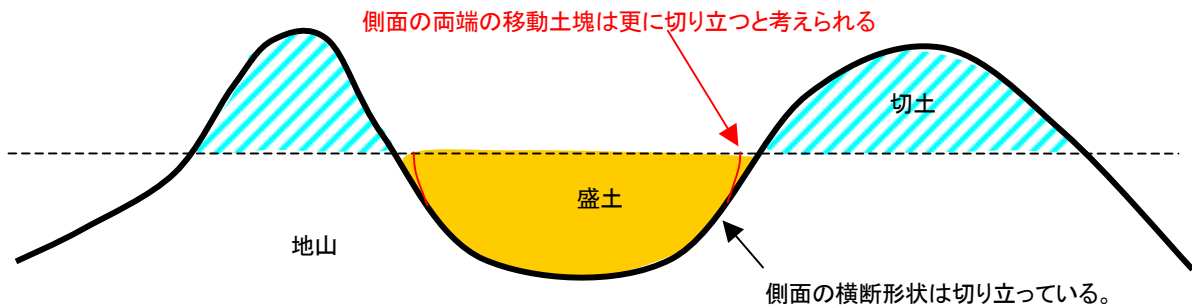


図-4 すべり移動体の横断図のイメージと側面形状

仮に、図－４（ｂ）のように旧地形に盛土された土塊の両端部が薄い状態であったとしても、これが滑動する場合、両端部の薄い土層は原位置に残り、移動土塊の側面形は図－２（ｂ）の下の図のように立ち上がる形状となることが考えられる。

図－５は丘陵地を切土・盛土した場合の横断形のイメージである。旧谷地形の盛土の両サイドは旧地形に規制された勾配を有するが、それが滑動する場合は、両端の薄い土層は取り残され、移動土塊の側面はさらに急勾配となると考えられる。

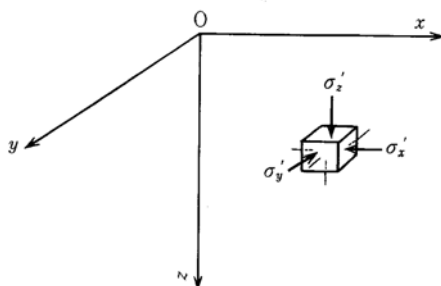


図－５ 丘陵地の切土・盛土の横断形状イメージ

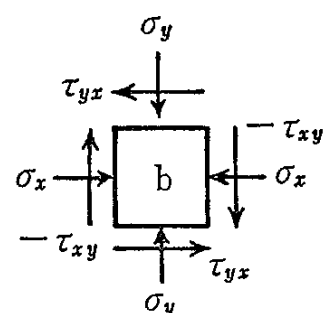
#### ４．地中内応力が谷埋め盛土の安定度に与える影響

土圧理論では地中内の任意の点には鉛直方向の圧縮応力  $\sigma_z$  と水平方向の圧縮応力  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  が作用しており、それぞれに応じたせん断応力  $\tau$  が存在するとされている。図－６（ａ）は３次元的な圧縮応力をイメージした模式図で、図－６（ｂ）はその中の鉛直方向と水平方向の応力、およびせん断応力を２次元断面で考えた模式図である。

（ａ）地中内応力  
（３次元表現）



（ｂ）地中内応力  $\sigma$  とせん断応力  $\tau$   
（２次元表現）



図－６ 地中内にある任意の点における圧縮応力とせん断応力(地盤工学会, 1997,1999)

静止土圧係数  $K_0$  は地中内の水平方向圧縮応力  $\sigma_x$  ( $= \sigma_y$ ) と鉛直方向圧縮応力  $\sigma_z$  の比と考えることができる。

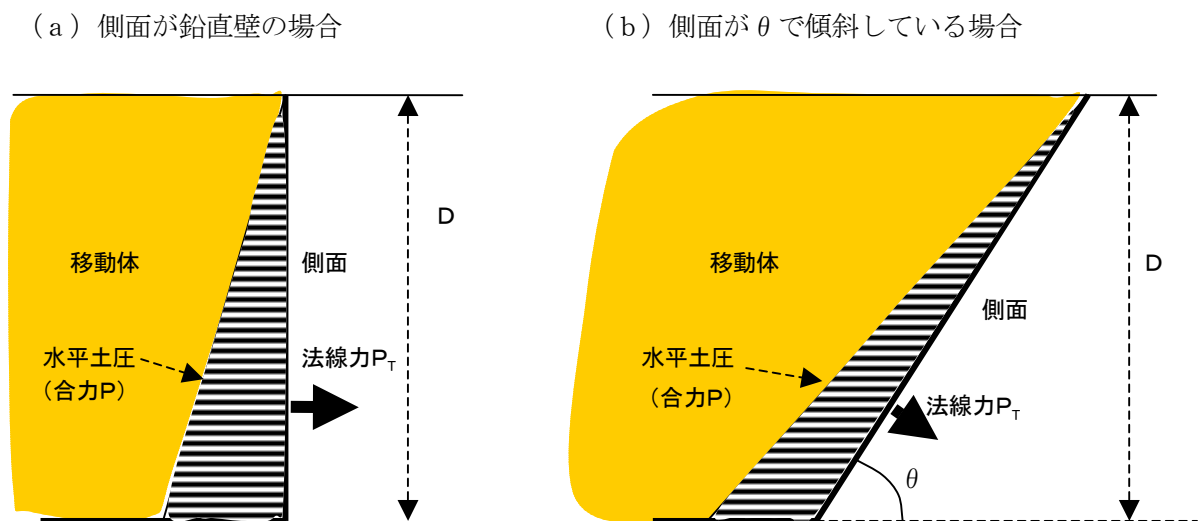
$$K_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu} = 1 - \sin \phi \quad \dots (1)$$

この土圧論は、土が変形するものとして導いたものである。

一方、極限平衡法の安定解析式は、移動土塊をスライス（２次元解析）やコラム（３次元解析）に分割して解析を行うが、スライスおよびコラムを剛体と考え、それらの変形は考慮していない。よって、スライスやコラムが与える鉛直方向圧縮応力（自重  $W$ ）は考慮するものの、水平方向圧縮応力は考慮しない、高度な釣り合い条件を扱う２次元安定解析である **M&P 法** や **Spencer 法** ではスライス間の水平力やせん断力が考慮されるが、それはスライスの自重によって生じる力のバランスを考えているのであって、土圧論での水平方向圧縮応力を考慮しているわけではない。スライスを剛体として考える理論であるから当然のことである。

２次元安定解析では、土圧論での水平方向圧縮応力の存在はあまり問題視されてこなかった。

谷埋め盛土が滑動する場合の移動体の側面を考える。もし、図－７（ａ）に示すように側面の横断方向の勾配が鉛直の場合、その側面には水平土圧が作用する。



図－７ 側面に作用する水平土圧（横断面）

図－７（ａ）の側面のせん断抵抗には、粘着力成分の他に、そこに作用する水平土圧に対応した摩擦成分が存在する。しかし、図－７（ａ）のような移動体の安全率を極限平衡法の３次元安定解析ソフトで解析すると、側面のせん断抵抗は粘着力成分のみとなる。先に述べたように、それは通常の極限平衡法は移動体を剛体として捉え、鉛直方向の応力（自重）のみを考慮するためである。

この時の水平土圧の合力  $P$  と側面に直交する土圧合力  $P_T$  は一致し、以下の値となる。

$$P = \frac{1}{2} K_0 \gamma_t D^2 = P_T \quad \dots (2)$$

ここに、 $K_0$ ：静止土圧係数、 $\gamma_t$ ：移動土塊の単位体積重量

この  $P_T$  が側面の摩擦成分を生じさせる法線力となる。

図－７（ｂ）は横断方向の側面の傾斜が  $\theta$  である場合である。



この場合は、側面に鉛直方向の土圧も作用するため、側面のせん断抵抗には鉛直土圧に比例した摩擦成分も存在する。しかし、この斜めの側面にも水平土圧は作用し、(2)式と同じ大きさの合力が作用する。その場合の側面の法線力  $P_T$  は以下の値となる。

$$P_T = P \times \sin \theta = \frac{1}{2} K_0 \cdot \sin \theta \cdot \gamma_t \cdot D^2 \quad \dots (3)$$

この  $P_T$  は横断方向に傾斜した側面の摩擦成分を生じさせる法線力となる。つまり、傾斜した側面でも水平土圧によって発生する摩擦抵抗成分が生じるということである。しかし、通常の極限平衡法では水平土圧によって生じる側面の摩擦抵抗は無視されている。

側面での鉛直土圧も含めた、側面の法線力は、側面で発生するせん断応力  $\tau$  を無視すれば、以下の値となる。

$$P_T = \frac{1}{2} (K_0 \cdot \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta) \gamma_t \cdot D^2 \quad \dots (4)$$

図-8に示すように、水平方向と鉛直方向に発生するせん断応力を無視し、側面に発生するせん断応力  $\tau$  を考慮すれば、土質力学的には、法線方向の合力を次式として表現することもできる。これは(4)式と同じ式となる。

$$\begin{aligned} P_T &= \frac{1}{2} (K_0 \cdot \gamma_t \cdot D \cdot \sin^2 \theta + \gamma_t \cdot D \cdot \cos^2 \theta) \frac{D}{\sin \theta} \\ &= \frac{1}{2} (K_0 \cdot \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta) \gamma_t \cdot D^2 \end{aligned}$$

... (5)

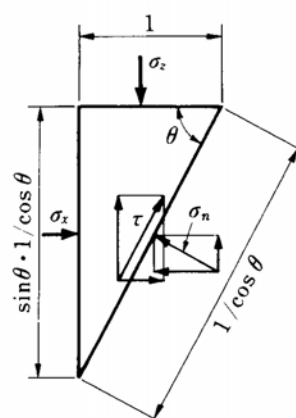


図-8 地中内応力の釣り合い

(4)式は移動土塊の底面が横断方向に水平の場合であるが、通常は旧地形に規制されて底面の横断形が水平ではないことから、移動土塊の深さ  $D$  と側面部分の深さ  $D_s$  と区別する必要がある。

ここに、比率  $\xi$  を用いて、 $D_s = \xi \times D$  とすると、(4)式は次のようになる。

$$P_T = \frac{1}{2} (K_0 \cdot \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta) \xi^2 \cdot \gamma_t \cdot D^2 \quad \dots (6)$$

ここで、

$$K = (K_0 \cdot \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta) \xi^2 \quad \dots (7)$$

とおくと、(6) 式は次のように表現することができる。

$$P_T = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma_t \cdot D^2 \quad \dots (8)$$

この  $K$  は側面の摩擦抵抗に関する側面の法線方向土圧係数とみることができる。また、側面の法線力を (3) 式または (4) 式で仮定する場合、 $K$  の値は以下のようなになる。

$$K = K_0 \cdot \sin \theta \quad \dots (9)$$

$$K = K_0 \cdot \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta \quad \dots (10)$$

しかし、実際の谷埋め盛土の横断形状を考慮した (7) 式が、側面抵抗の摩擦成分に關与する係数としては最も妥当であると考える。

谷埋め盛土の場合の側面の範囲を、移動土塊の土層深の 7 割程度であると仮定すると、 $\xi = 0.7$  となり、側面の横断方向の傾斜角  $\theta$  と側面の法線方向の土圧係数  $K$  の関係は表－1 のようになる。

表－1 側面の横断方向傾斜角  $\theta$  と側面法線方向土圧係数  $K$  の関係

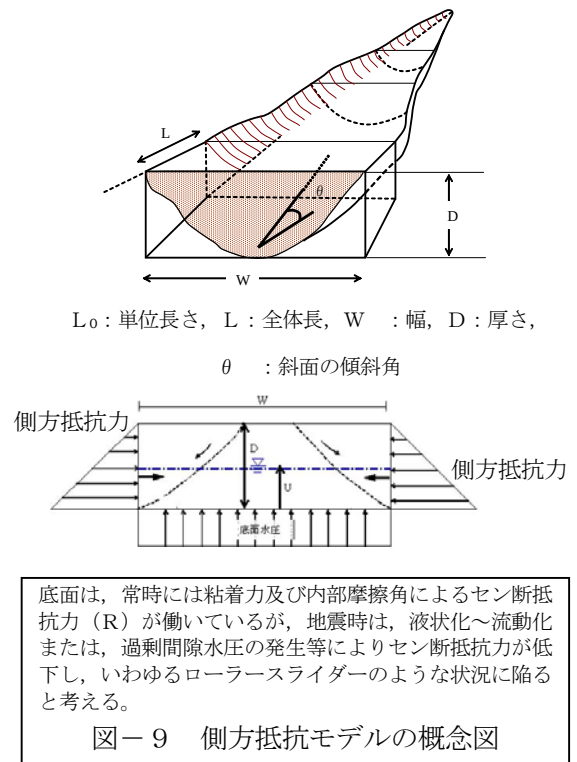
| $\theta$ | $K_0$ | $\xi$ | $K$ (水平成分)<br>$K_0 \sin \theta$ | $K$ (水平＋鉛直成分)<br>$K_0 \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta$ | $K$ (側面比率での低減)<br>$(K_0 \sin \theta + \cos^2 \theta / \sin \theta) \times \xi^2$ |
|----------|-------|-------|---------------------------------|------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| 45°      | 0.5   | 0.7   | 0.35                            | 1.06                                                             | 0.52                                                                             |
| 50°      | 0.5   | 0.7   | 0.38                            | 0.92                                                             | 0.45                                                                             |
| 60°      | 0.5   | 0.7   | 0.43                            | 0.72                                                             | 0.35                                                                             |
| 90°      | 0.5   | 0.7   | 0.5                             | —                                                                | —                                                                                |

いろいろな仮定のもとで試算した表－1 の試算例では、側面の摩擦抵抗成分をどのように考えるかで  $K$  の値が、 $K = 0.32 \sim 1.06$  の範囲で変化する。これらの  $K$  相当の側面土圧が期待できると判断できる。

## 5. 側方抵抗を考慮した安定解析手法

### 5. 1 解析モデル

釜井（2006）は兵庫県南部地震における盛土の滑動現象を、変動に関与している要因や地表面象、原位置試験結果などからローラースライダーのような現象であると表現している。太田（2005）は釜井ほか（2004）の調査結果をもとに兵庫県南部地震における谷埋め盛土の安定性を評価する簡易な3次元安定解析モデルを示している。図－9に谷埋め盛土の模式図とともに側方抵抗モデルの考え方を示す。通常用いられている極限平衡法の2次元安定解析式はすべりの幅を無限長であると見なし、単位幅当たりの計算が行う。これに対し、旧谷地形に盛土した谷埋め盛土は元の地形に規制された有限幅の移動体であり、側面でのせん断抵抗力が無視できないものとなる。側方抵抗モデルは、そのような条件において、主断面でのすべり面形を元に盛土の全幅での土塊に対する安定解析を行い、側面でのせん断抵抗を側方抵抗力として考慮するモデルである。地震時には底面の流動化または過剰間隙水圧の発生により底面のせん断抵抗力が低下し、いわゆるローラースライダーのような状況に陥ると考える。



#### （1）複合すべり対応式（一般形）

谷埋め盛土の被災例をみると移動土塊の主断面の断面形状は末端と頭部に円弧すべりを有し、中腹部が直線的なすべり面形状をなす事例が多い。

そのような谷埋め盛土に対する側方抵抗モデルの一般式が複合すべり安定解析式である。

縦断面形状に関する詳細な調査結果ある場合は、この一般式を用いて解析を行う。

$$F = \frac{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (R_1 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (R_2 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi') + \sum_{\text{直線部}} (R_3 - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \tan \phi')}{\frac{r_1}{a_1} \sum_{\text{末端円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \frac{r_2}{a_2} \sum_{\text{頭部円弧部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta) + \sum_{\text{直線部}} (W_t \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta)}$$

ここに、 $r_1, r_2$  : 末端および頭部の円弧部の半径(m)

$a_1, a_2$  : 末端および頭部の円弧の中心から土圧作用点までの距離(m)

$R_1, R_2, R_3$  : 末端円弧部, 頭部円弧部, 直線部のせん断抵抗力(kN/m)

$\{ = c' \cdot A_b + (W_t - U_t - U_s \cdot A_t) \cos \theta \tan \phi' + R_s \}$

$A_b$  : スライスのすべり面面積(m<sup>2</sup>)

$u$  : すべり面の常時の平均水圧(kPa)

$R_s$  : 側方抵抗力 (kN)  $\{ = c_1' \cdot A_s + P \cdot \tan \phi_1' \}$

$A_s$  : スライス面積 (m<sup>2</sup>)

$h$  : スライスの平均高さ(m)

$K$  : 側方土圧係数

$W_t$  : 盛土幅  $W$  に対するスライスの重量 (kN)

$k_h$  : 水平震度

$A_t$  : スライス平面積(m<sup>2</sup>)

$u_s$  : すべり面の常時の平均過剰間隙水圧(kPa)

$c_1', \phi_1'$  : 側面の粘着力(kPa)とせん断抵抗角(°)

$P$  : 側方土圧 (kN)  $\{ = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot b \}$

$b$  : スライス幅 (m)

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\theta$  : すべり面の傾斜角 (°)

## (2) 平面すべり対応式 (試算用・簡便法)

この計算式は、主断面形状を得るための十分な調査がなされていない場合に、盛土中央部での深さや幅、盛土の長さ、元地形の傾斜角などから簡便的に側方抵抗モデルの安定解析を行うための式である。

兵庫県南部地震の谷埋め盛土被災例に関する釜井ほか (2004) の調査データへの適用ではこの安定解析式を用いた。

$$F_s = R/T \quad \text{安全率}$$

$$T = W_t \cdot \sin \theta + W_t \cdot k_h \cdot \cos \theta \quad \text{滑動力 (kN)}$$

$$R = R_s + R_b - W_t \cdot k_h \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \text{抵抗力 (kN)}$$

$$R_s = c'_1 \cdot A_s + P \cdot \tan \phi'_1 \quad \text{側方抵抗力}$$

$$R_b = c'_2 \cdot A_b + (W_t - U_b - U_s) \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi'_2 \quad \text{底面抵抗力 (kN)}$$

ここに、 $W_t = \gamma_t \cdot V_t$  重量 (kN)

$P = 2 \cdot 1/2 \cdot K \cdot \gamma_t \cdot D^2 \cdot L$  側方土圧 (kN)

$U_b = \gamma_w \cdot u \cdot A_t$  底面水圧 (kN)

$\gamma_t$  : 土塊の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_t$  : 移動体の体積 (kN)

$L$  : 盛土全体の水平長さ (m)

$A$  : 調査結果による平面図上の盛土の面積 (m<sup>2</sup>)

$\phi'_1, \phi'_2$  : 側面および底面の内部摩擦角 (度)

$K$  : 側方土圧係数

$k_h$  : 水平震度 (最大 0.25 とする)

$A_s = 2 \cdot D \cdot L$  側面積 (m<sup>2</sup>)

$A_b = A_t / \cos \theta$  底面積 (m<sup>2</sup>)

$A_t = V_t / D$  換算平面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\{ (V_t = A \cdot D \cdot (2/3) \text{ または } V_t = W \cdot L \cdot D) \}$

$W$  : 盛土の幅 (m)

$c'_1, c'_2$  : 側面および底面の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$u$  : 水位高さ (m)

$U_s$  : 過剰間隙水圧 (kN)  $\{ = \gamma_w \cdot A_t \cdot u_s \}$

$u_s$  : 過剰間隙水圧の水位高さ (m)

## 6. 2 兵庫県南部地震の被災例への適用結果

釜井ほか (2004) の調査データを元に変動事例 89 事例, 非変動事例 130 事例, 計 219 事例について、安定計算による安全率と変動・非変動の関係を調べた。

各調査位置での土質強度などのデータがないことから、常時の安全率  $F_s$  が概ね  $F_s > 1.0$  となることを前提として、以下の 3 つの方法による比較検討を行った。

### <せん断強度パラメータの推定方法>

推定方法① : せん断強度パラメータを同一値とする方法

推定方法② : 常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して、 $c'$  を推定して、 $\phi'$  を逆算する方法

推定方法③ : 常時の安全率  $F_s$  を一定と仮定して、 $\phi'$  を推定して、 $c'$  を逆算する方法

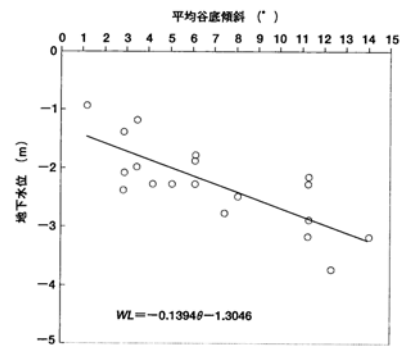
谷埋め盛土の地下水位は釜井・守随（2002）による関係式から推定して与え、図－１０参照）推定した地下水位がすべり面深度より深い場合は、すべり面上に高さ 10cm の地下水位が形成しているとして解析を行った。

図－１１に試算結果の一部を示す。これは推定方法①を用いた（ $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ ，底面の  $c'=0\text{ kPa}$ ， $\phi'=25^\circ$ ，側面の  $c'=39\text{kPa}$ ， $\phi'=35^\circ$  水平震度  $kh=0.25$ ，土圧係数  $K=0.5$  過剰間隙水圧の水圧高さ  $u_s=3.0\text{m}$ ）。この試算例では地震時の変動の有無と安全率の整合性に関する正答率は 88.6%である。

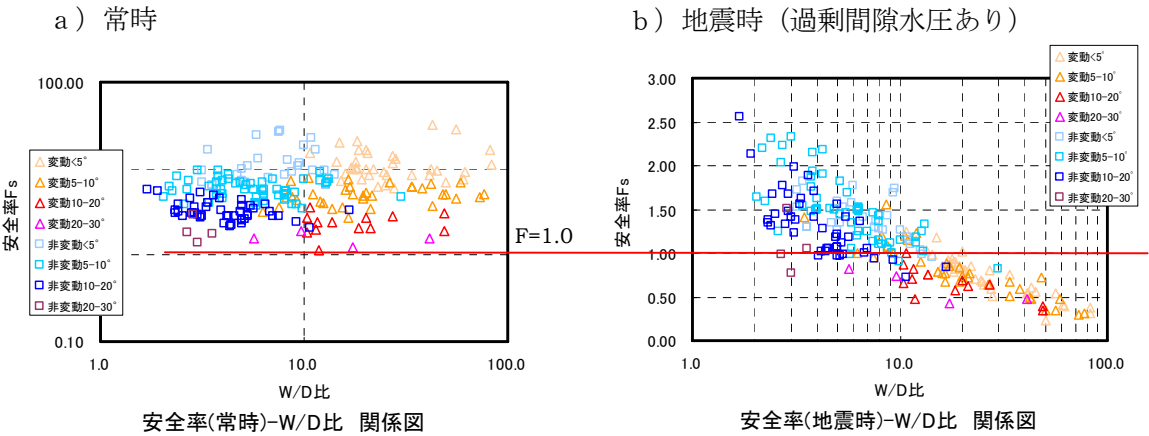
図－１２は図－１１と同一条件で，側方抵抗力に側面の水圧  $U$  を考慮し，側方抵抗力を以下の式で与えた場合の試算例である。

$$R_s = c'_1 \cdot A_s + (P-U) \cdot \tan \phi'_1$$

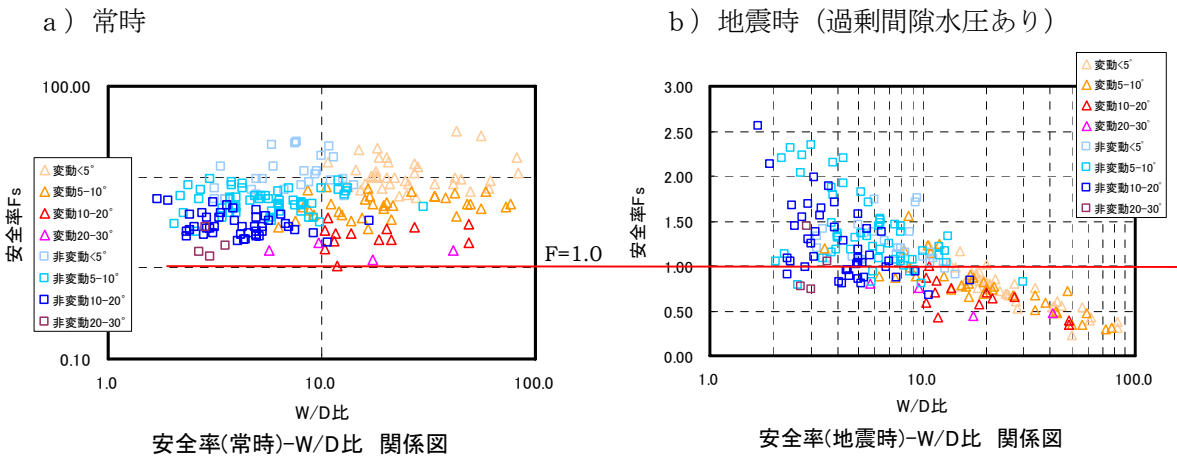
全体の傾向としては図 6.3 と同様であるが， $W/D<10$  の事例の一部の安全率が若干低下する傾向がある。



図－１０ 谷埋め盛土中の地下水位と盛土底面の平均傾斜角の関係（釜井・守随，2002）



図－１１ 側方抵抗モデルによる試算の一例（１）



図－１２ 側方抵抗モデルによる試算の一例（２）

### 6. 3 宮城県北部地震の被災例への適用結果

平成 15 年 7 月 26 日に発生した M5.5 の宮城県北部南地震による谷埋め盛土の被災事例について検証を行った。これは釜井（2003）の調査結果にもとに試算を行ったものである。

結果のみを示すが、通常の 2 次元安定解析では非変動事例の整合性が悪いが、側方抵抗モデルは地震時安全率と変動の有無の整合性が高い結果となった。

表－2 各調査地点の盛土形状（大塩町）

#### 宮城県北部地震(大塩町)

| 調査地点  | 水平長さL | 幅W | 深さD | W/D比 | 底面傾斜角 $\theta$ | 地下水位 (GL-m) | 変動の有・無 |
|-------|-------|----|-----|------|----------------|-------------|--------|
| Oshi1 | 125   | 90 | 8   | 11.3 | 2.5            | 2           | 有      |
| Oshi2 | 225   | 30 | 6.5 | 4.6  | 2.5            | 2           | 無      |
| Oshi3 | 100   | 40 | 4   | 10.0 | 6.5            | 2           | 有      |
| Oshi4 | 175   | 50 | 8   | 6.3  | 3              | 2           | 無      |

表－3 通常の 2 次元安定解析による安全率（大塩町）

| 調査地点  | 常時安全率 | 地震時安全率 (us=0m) | 地震時安全率 (us=1m) | 整合性 |
|-------|-------|----------------|----------------|-----|
| Oshi1 | 6.29  | 0.92           | 0.81           | ○   |
| Oshi2 | 6.63  | 0.97           | 0.83           | ×   |
| Oshi3 | 3.13  | 0.94           | 0.75           | ○   |
| Oshi4 | 5.24  | 0.89           | 0.78           | ×   |

表－4 側方抵抗モデルによる安全率（大塩町）

| 調査地点  | 常時安全率 | 地震時安全率 |         |       | 整合性 |
|-------|-------|--------|---------|-------|-----|
|       |       | us=0m  | us=1.5m | us=2m |     |
| Oshi1 | 7.62  | 1.11   | 0.95    | 0.89  | ○   |
| Oshi2 | 10.36 | 1.52   | 1.32    | 1.25  | ○   |
| Oshi3 | 4.09  | 1.24   | 0.96    | 0.86  | ○   |
| Oshi4 | 7.23  | 1.23   | 1.07    | 1.02  | ○   |

### 5. 謝辞

本報告をまとめるに当たり、国土交通省都市・地域整備局都市計画課開発企画調査室が（社）日本地すべり学会に平成 17 年度に委託した、谷埋め盛土造成地の危険度評価・安定解析手法に関する検討業務の成果の一部を用いている。

筆者は（社）日本地すべり学会の研究調査部の一員として当該業務に携わった。

当該業務の委員会の委員の皆様には有益な助言を頂き、委員会幹事の方々には解析および委員会資料の検討・作成において大変ご尽力を頂いた。ここに記して感謝致します。

### 参考文献

地盤工学会（1997）：土圧入門，229p.

地盤工学会（1999）：土の強さと地盤の破壊入門，368p.

地盤工学会阪神大震災調査委員会（1996）：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），地盤工学会

釜井俊孝・鈴木清文・磯部一洋（1996）：平成 7 年兵庫県南部地震による都市域の斜面変動，地質調



査所月報, 第 47 卷, 第 2/3 号, pp.175-200.

釜井俊孝・守随治雄 (2002): 斜面防災都市一都市域における斜面災害の予測と対策, 理工図書, 200p.

釜井俊孝 (2003): 三陸南地震, 宮城県北部地震, 十勝沖地震における谷埋め盛土調査, 未公開資料

釜井俊孝・守随治雄・笠原亮一・小林慶之 (2004): 大地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.5, pp.29-39.

釜井俊孝 (2006): 地震による谷埋め盛土型造成宅地の地すべり, 地盤工学会関東支部研究発表会 Geo-kanto2006 論文集

太田英将 (2005): 宅地地盤の地震時盛土スベリのメカニズムと対策方法, 第 44 回日本地すべり学会研究発表会講演集

太田英将・榎田充哉 (2006): 谷埋め盛土の地震時滑動崩落の安定計算手法, 地盤工学会関東支部研究発表会 Geo-kanto2006 論文集

尾上篤生・福武毅芳 (2008): 長岡高専の地すべり被害に関する地震応答解析, 中山間地における地震斜面災害－2004 年新潟県中越地震報告 (Ⅱ)－地盤工学編, 日本地すべり学会, pp.145-156.

榎田充哉 (投稿中): 地中内応力を考慮した斜面の 3 次元安定解析手法の検討, 日本地すべり学会誌